

12745

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ * FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

BETON AĞIRLIK BARAJLARDA BARAJ-SU-ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN
STATİK VE DİNAMİK ANALİZDE DEĞERLENDİRİLİŞİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İng.Müh.Alemdar BAYRAKTAR

OCAK-1991
TRABZON

T. G.
Yükseköğretim Kurulu

12745

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ * FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

BETON AĞIRLIK BARAJLARDA BARAJ-SU-ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN
STATİK VE DİNAMİK ANALİZDE DEĞERLENDİRİLMİŞİ

İns.Müh.Alemdar BAYRAKTAR

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde

"İnşaat Yüksek Mühendisi"

Ünvanının Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 07.01.1991

Tezin Sözlü Savunma Tarihi : 25.01.1991

Tez Danışmanı : Prof. Dr. A.Aydın DUMANOĞLU

Jüri Üyesi : Doç.Dr.Ing. Ahmet DURMUŞ

Jüri Üyesi : Doç.Dr. İlhan SUNGUR

Enstitü Müdürü : Doç.Dr. Temel SAVAŞKAN

OCAK-1991
TRABZON

ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında bir yüksek lisans tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Beton ağırlık barajlarda baraj-su-zemin etkileşiminin statik ve dinamik analizde değerlendirilişi konusundaki bu çalışmayı bana önererek diğer önemli görevlerine rağmen çalışmamı başlangıcından sonuna kadar aralıksız takip edip, tezimin her aşamasında bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım yönetici hocam Sayın Prof.Dr. A.Aydın DUMANOĞLU'na şükran ve saygılarımı sunmayı çok zevkli bir görev sayarım.

Burada öğrenimim boyunca bana emeği geçen tüm hocalarımı saygıyla anar kendilerine minnettar olduğumu da belirtmek isterim.

Tezimin hazırlanmasında yakın ilgi ve yardımlarını gördüğüm Uzman Ali SEMERCİ ve Arş.Gör. Adem DOĞANGÜN'e teşekkür ederim.

Çalışmamı özenle daktilo eden araştırma teknisyeni Sayın Temel TOSUN'a samimi teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmam süresince beni sabır ve sefkatle destekleyen ailemizin tüm fertlerine, özellikle anneme ve babama minnettar olduğumu belirtir, çalışmamın ülkemize yararlı olmasını gönülden dilerim.

TRABZON, Ocak 1991

Alemdar BAYRAKTAR

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖNSÖZ	ii
SEMBOLLER LİSTESİ	vi
ÖZET	vii
SUMMARY	viii
BÖLÜM 1. GİRİŞ	1
BÖLÜM 2. BETON AĞIRLIK BARAJLARIN PROJELENDİRİLMESİNDE GENEL DEĞERLENDİRMELER	3
2.1. Giriş	3
2.2. Beton Ağırlık Barajlara Etki Eden Kuvvetler	3
2.2.1. Barajın Kendi Ağırlığı	5
2.2.2. Baraja Etki Eden Su Basıncıları	5
2.2.2.1. Hidrostatik Su Basıncı	5
2.2.2.2. Hidrodinamik Su Basıncı	5
2.2.3. Alttan Kaldırma Kuvveti	8
2.3. Beton Ağırlık Barajlarda Stabilite Şartları	8
BÖLÜM 3. BETON AĞIRLIK BARAJLARIN STATİK VE DİNAMİK ANALİZLERİNİN TEORİK İNCELENMESİ	10
3.1. Statik Analiz	10
3.2. Dinamik Analiz	10
3.2.1. Doğal Frekans ve Modların Hesabı	11
3.2.2. Mod Superpozisyonu Yöntemi	13
3.2.2.1. CQC (Complate Quadratic Combination) Yöntemi	16
3.2.2.2. Davranış Spektrum Yöntemi	17
3.2.3. Dinamik Analizde Kullanılacak Davranış Spektrumunun Seçimi	17
BÖLÜM 4. BETON AĞIRLIK BARAJLARIN ÇÖZÜM YÖNTEMLERİ	22
4.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi	22
4.1.1. Yapısal İdealleştirme	22
4.1.2. Eleman Rijitlik Matrisinin Oluşturulması	24
4.1.3. Kütle Matrisinin Oluşturulması	34
4.2. Kayna Kirişi Yöntemi	34

4.2.1. Yapısal İdealleştirme	35
4.2.2. Eleman ve Sistem Rijitlik Matrisinin Oluşturulması	35
BÖLÜM 5. BETON AĞIRLIK BARAJLARIN STATİK ÇÖZÜMÜ	39
5.1. Giriş	39
5.2. Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Statik Analiz	39
5.2.1. İki Boyutlu Sonlu Elemen Modeli	39
5.2.2. Yatay ve Düşey Yerdeğiştirmeler	44
5.2.3. Normal ve Asal Gerilmeler	44
5.2.4. Statik Analiz Sonuçlarının Değişik Durumlar İçin Karşılaştırılması	53
5.2.4.1. Yerdeğiştirmelerin Karşılaştırılması	53
5.2.4.2. Normal ve Asal Gerilmelerin Karşılaştırılması	54
BÖLÜM 6. BETON AĞIRLIK BARAJLARIN DİNAMİK ÇÖZÜMÜ	55
6.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Dinamik Analiz	55
6.1.1. Doğal Frekans ve Modlar	57
6.1.2. Beton Ağırlık Barajların Depreme Karşı Davranışı	57
6.1.2.1. Yatay ve Düşey Mutlak Yerdeğiştirmeler	63
6.1.2.2. Dinamik Kayma ve Normal Gerilmeler	63
6.1.3. Zemin Hacmi ve Frekans İlişkisi Üzerine Parametrik Çalışma	63
6.1.4. Dinamik Analiz Sonuçlarının Değişik Durumlar İçin Karşılaştırılması	68
6.1.4.1. Doğal Frekans ve Modların Karşılaştırılması	68
6.1.4.2. Yatay ve Düşey Mutlak Yerdeğiştirmelerin Karşılaştırılması	85
6.1.4.3. Dinamik Kayma ve Normal Gerilmelerin Karşılaştırılması	85
6.2. Kayma Kiriş Yöntemine Göre Dinamik Analiz	96
6.2.1. Bir Boyutlu Kayma Kiriş Modeli	96
6.2.2. Doğal Frekans ve Modlar	98
6.2.3. Beton Ağırlık Barajların Depreme Karşı Davranışı	99
6.2.3.1. Yatay Mutlak Yerdeğiştirmeler	99
6.2.3.2. Dinamik Kesme Kuvvetleri ve Kayma Gerilmeleri	101

BÖLÜM 7. SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI	104
7.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Bulunan Statik ve Dinamik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması	104
7.2. Sonlu Elemanlar ve Kayma Kirişi Yöntemleri ile Bulunan Dinamik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması	105
7.2.1. Matematik Modellerin Karşılaştırılması	109
7.2.2. Doğal Frekans ve Modların Karşılaştırılması	109
7.2.3. Mutlak Yatay Yerdeğiştirmelerin Karşılaştırılması	109
7.2.4. Deprem Kuvvetlerinin Karşılaştırılması	110
BÖLÜM 8. SONUÇLAR	113
KAYNAKLAR	116
ÖZGEÇMİŞ	118

SEMBOLLER LİSTESİ

- γ_w : suyun birim hacim ağırlığı (10 kN/m³)
 $m(y)$: rezervuar derinliğine bağlı kütle dağılımı
 ρ_w : suyun birim kütlesi
 H : toplam rezervuar derinliği
 y : düşey eksen
 k : katsayı
 $\ddot{u}_g(t)$: zamana bağlı yer ivmesi
 U : yerdeğiştirme
 u : harmonik hareketin genliği
 α : faz açısı
 t : zaman
 m : kütle
 ξ : sönüm oranı
 ω_n : doğal açısal frekans
 ω_d : sönümlü doğal açısal frekans
 T_n : doğal periyot
 f_n : doğal frekans
 V_s : kayma dalgası hızı
 E : elastisite modülü
 ν : poisson oranı
 G : kayma modülü
 g : yerçekimi ivmesi (9.81 m/sn²)
 ρ : birim kütle
 σ : normal gerilme
 τ : kayma gerilmesi
 σ_{max} : maksimum asal gerilme
 σ_{min} : minimum asal gerilme

Not: Bu listede verilmeyen bazı semboller çalışmada ilgili oldukları yerlerde açıklanmışlardır.

ÖZET

Bu çalışmada beton ağırlık barajların statik ve dinamik analizi; baraj-su-zemin etkileşimi ortak bir matematik model içinde tanımlanıp sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılmıştır. İki boyutlu sonlu eleman modeli oluşturulurken kullanılan malzemelerin lineer elastik olduğu kabul edilerek, baraj gövdesine ilave olarak barajın tabanında 242 m uzunluğunda 48 m derinliğinde bir zemin hacmi dikkate alınmıştır. Bu titreşen zemin hacmi için ayrıca parametrik çalışmada yapılmıştır. Westergaard tarafından geliştirilen barajlara etkileyen hidrodinamik su etkisi, tekil kütlelere çevrilerek menba yüzündeki su ile temas eden düğüm noktaları kütlelerine eklenmiştir.

Çalışma sekiz asıl bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde, çalışmanın ana hatları, ikinci bölümde beton ağırlık barajların projelendirilmesinde genel değerlendirmeler hakkında bilgi verilmektedir. Üçüncü bölümde, beton ağırlık barajların statik ve dinamik analizinin teorik incelenmesinden bahsedilmekte, dördüncü bölümde ise sonlu elemanlar ve kayma kirişi yöntemleri hakkında bilgi verilmektedir. Beşinci bölümde beton ağırlık barajların statik analizi sonlu elemanlar yöntemi ile baraj dolu-temel eğilebilir, baraj dolu-temel ankastre, baraj boş-temel eğilebilir, baraj boş-temel ankastre durumlarına göre yapılmıştır. Altıncı bölümde beton ağırlık barajların dinamik analizi sonlu elemanlar yöntemi ile baraj dolu-temel eğilebilir, baraj dolu-temel ankastre, baraj boş-temel eğilebilir, baraj boş-temel ankastre durumlarına göre yapılmıştır. Ayrıca baraj temeli ankastre kabul edilerek barajın dolu ve boş olması durumlarına göre kayma kirişi yöntemiyle de dinamik analiz yapılmıştır. Yedinci bölümde ise statik ve dinamik analiz sonuçları karşılaştırılmaktadır. Dinamik analizde, 1940 El-Centro depremi kuzey-güney bileşeninin 0.33 g maksimum yer ivmesi alınarak Housner tarafından geliştirilen ortalama ivme spektrumu kullanılmıştır.

Çalışmanın bütününden çıkarılan sonuçlar sekizinci bölümde özetlenmektedir.

SUMMARY

In this study, the dam-water-foundation interaction has been described in a joint mathematical model. The static and dynamic analysis of the concrete gravity dams has been carried out by the finite element method. It was assumed that, materials were linear elastic. Foundation of the dam which 242 meters in length and 48 meters in depth has been considered. The effect of co-vibrating soil mass on the natural frequencies has been studied. In the added mass approach, effects of fluid on the dynamic properties of the structure are modelled as an apparent mass of fluid which is added to the mass of structure. The structure is therefore solved without the fluid, but the structural mass matrix is modified to include the added mass due to the fluid.

The study is mainly consisted of eight chapters. In the first chapter, outlines of the study are summarized. In the second chapter, general considerations in designing concrete gravity dams are given. In the third chapter, theoretical investigation of the static and dynamic analysis of the concrete gravity dams is presented. In the fourth chapter, a general information about finite element and shear beam methods are given. In the fifth chapter, static analysis of the concrete gravity dams has been carried out by the finite element method for the following cases: full dam-flexible foundation, full dam-fixed foundation, empty dam-flexible foundation and empty dam-fixed foundation. In the sixth chapter, the dynamic analysis of the concrete gravity dams has been carried out by the finite element method for the following cases: full dam-flexible foundation, full dam-fixed foundation, empty dam-flexible foundation and empty dam-fixed foundation. Additionally, the dynamic analysis of the concrete gravity dams has been carried out using shear beam method assuming that foundation is fixed. This analysis is performed for both full and empty dam cases. In the seventh chapter, results of static and dynamic analysis have been compared. In the dynamic analysis, taking into account the 0.33 g maximum ground acceleration of north-south component of El-Centro Earthquake, in 1940; the design spectrum developed by Housner has been considered.

The results obtained from these studies are summarized in the eight chapter.

BÖLÜM 1

G İ R İ Ő

İnsanların en geçerli ihtiyaçlarından olan su; içme, kullanma, sanayi, sulama, enerji, ulaştırma gibi çeşitli alanlarda kullanılmaktadır.

Türkiye'nin su kaynaklarını ekonomik biçimde kullanabilmek için 600 civarında barajın (1) inşası gerekmektedir. Bu barajların %20 'si işletmeye açılmış, %10 'u inşa halinde, %12.5'nun kesin projesi hazır veya hazırlanmakta, yarısından fazlası ise ancak ön proje aşamasında bulunmaktadır (1).

İnsanların doğal afetlerden etkilenmeleri varoluşları ile başlamıştır. Bunlardan, özellikle depremler, pek çok can ve mal kaybına neden olmuştur.

Ülkemiz etkin bir deprem bölgesinde bulunmaktadır. Bu nedenle, yapılacak barajların, can ve mal güvenliği açısından, dinamik analizlerini yapma zorunluluğu vardır. Bugüne kadar yapılan beton ağırlık barajların statik ve dinamik analizleri genellikle yabancı kuruluşlara yaptırılmış ve yaptırılmaya devam etmekte ve bunun içinde milyonlarca döviz ödenmektedir.

Bu çalışmada, beton ağırlık barajların statik ve dinamik davranışını incelemek amaçlanmış ve sekiz bölüm halinde sunulmuştur.

Birinci bölüm giriş bölümü olup, ikinci bölümde beton ağırlık barajların projelendirilmesinde dikkate alınan, kendi ağırlığı, hidrostatik ve hidrodinamik su basıncı, alttan kaldırma kuvveti ve stabilite şartlarından bahsedilmektedir.

Üçüncü bölümde, beton ağırlık barajların statik ve dinamik analizinin teorik incelenmesinden bahsedilmektedir. Ayrıca dinamik analizde kullanılacak davranış spektrumunun seçimi hakkında bilgi verilmektedir.

Dördüncü bölümde sonlu elemanlar ve kayma kirişi yöntemine göre yapısal idealleştirme, kütle ve rijitlik matrislerinin çıkarılması irdelenmektedir.

Beşinci bölümde, Sarıyar barajı verileri kullanılarak beton ağırlık barajların sonlu elemanlar yöntemine göre iki boyutlu statik analizi baraj dolu-temel eğilebilir, baraj dolu-temel ankastre, baraj boş-temel eğilebilir, baraj boş-temel ankastre durumlarına göre yapılmaktadır. Her bir durum için barajın şekildeğiştirmiş hali verilmekte ve asal, normal ve kayma gerilmeleri karşılaştırılmaktadır.

Altıncı bölümde Sarıyar barajı verileri kullanılarak beton ağırlık barajların sonlu elemanlar yöntemine göre iki boyutlu dinamik analizi baraj dolu-temel eğilebilir, baraj dolu-temel ankastre, baraj boş-temel eğilebilir, baraj boş-temel ankastre durumlarına göre yapılmaktadır. Her bir durum için barajın ilk beş modu belirlenmekte ve oluşan normal ve kayma gerilmeleri belli kesitlerde birbirleriyle karşılaştırılmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi ile zemin hacmi-frekans ilişkisi üzerine parametrik çalışma da yapılmaktadır. Ayrıca beton ağırlık barajların bir boyutlu dinamik analizi kayma kirişi yöntemi ile temel ankastre kabul edilerek barajın boş ve dolu olması durumlarına göre yapılmaktadır.

Yedinci bölümde sonlu elemanlar yöntemi ile bulunan statik ve dinamik analiz sonuçları karşılaştırılmaktadır. Ayrıca sonlu elemanlar ve kayma kirişi yöntemleri ile bulunan dinamik analiz sonuçlarının karşılaştırılması da yapılmaktadır.

Sekizinci bölüm sonuçlar bölümü olup, bu son bölümü kaynaklar listesi ile özgeçmiş izlemektedir.

BÖLÜM 2

BETON AĞIRLIK BARAJLARIN PROJELENDİRİLMESİNDE GENEL DEĞERLENDİRMELER

2.1 Giriş

Türkiye Cumhuriyeti döneminde, baraj yapımına 1936'da hizmete giren, planda kemerli bir beton ağırlık barajı niteliğindeki Çubuk I barajı ile başlanmıştır. İkinci Dünya Savaşı'ndan sonra, Porsuk I (1948), Sarıyar (1956), Kemer (1958) gibi beton ağırlık barajları inşa edilmiştir (1).

Türkiye'de 7'si mevcut, 2'sinin projesi hazır, 2'si ön proje aşamasında olmak üzere toplam 11 düz kretli beton ağırlık barajının isimleri ve genel özellikleri Tablo 2.1 ve Tablo 2.2'de verilmektedir.

Beton ağırlık barajların dolgu barajlara göre üstünlükleri:

- a) İktisadilik: Baraj yerinde gerekli toprak veya kaya malzemesi yoksa beton ağırlık baraj daha ekonomik olabilir.
- b) İstikrarlılık: Malzeme ve işçilik yönünden iyi yapılmış bir beton ağırlık baraj kullanışlı ve uzun ömürlü olur.
- c) Estetiklik: Barajın çeşitli kısımlarının görünüşü açısından beton ağırlık barajlar daha uygundur. (2).

2.2 Beton Ağırlık Barajlara Etki Eden Kuvvetler

Beton ağırlık bir barajın projelendirilmesinde ilk olarak baraja etki eden kuvvetlerin belirlenmesi gerekir. Bu kuvvetlerin, bir kısmı malzeme birim ağırlığı ile kolaylıkla hesaplanabildiği halde (baraj kendi ağırlığı ve statik su basıncı gibi) diğer bir kısmı ise doğrudan doğruya hesaplanmayıp bir takım kabuller neticesinde elde edilir (deprem etkisi, silt basıncı, alttan kaldırma kuvveti gibi).

Tablo 2.1: Türkiye'de Düz Kretli Beton Barajların Havzaları ve Durumları (1)

Baraj	Akarsu	Havza	Amaç (*)	İnşa süresi
Porsuk (**)	Porsuk	Sakarya	S, T	1943-48
Sarıyar	Sakarya	Sakarya	E	1950-56
Kemer	Akçay	B.Menderes	E,T,S	1954-58
Gülüç	Gülüç	B.Karadeniz	İ	1964-66
Kadıncık I	Tarsus	D.Akdeniz	E	1967-71
Porsuk (**)	Porsuk	Sakarya	S,T,İ	1966-72
Kadıncık II	Tarsus	D.Akdeniz	E	1970-74
Arpaçay	Arpaçay	Aras	S	1975-83
Boyabat	Kızılırmak	Kızılırmak	E	proje hazır
Torul	Harşit	D.Karadeniz	E	proje hazır
Sami Soydam	Dalaman	B.Akdeniz	E	ön proje
Kılıçcı	Çoruh	Çoruh	E	ön proje

(*) Amaçlar: İ=İçme ve kullanma suyu; S=Sulama; T=Taşkın kontrolü; E=Enerji üretimi

(**) 1948'de işletmeye açılmış olan Porsuk barajı, 1966-72 süresinde 22 m yükseltilmiştir.

Tablo 2.2: Türkiye'de Düz Kretli Beton Barajların Başlıca Nitelikleri (1)

Baraj	Yükseklik (m)		Kret uzunluğu (m)	Gövde hacmi (10 ³ m ³)
	Temelden	Tabandan		
Porsuk (ilk)	43	30	179	77
Sarıyar	108	90	257	568
Kemer	114	109	310	740
Gülüç	22	15	181	52
Kadıncık I	34			
Porsuk (*)	65	52	258	224
Kadıncık II	28			
Arpaçay	59	47		156
Boyabat	195	193		2300
Torul	150	137		1300
Sami Soydam	122	104		484
Kılıçlı	59	49		187

(*) Yükseltilmiş

Bu çalışmada kendi ağırlığı, hidrostatik su basıncı, hidrodinamik su basıncı ve alttan kaldırma kuvveti gibi barajın yapısal çözümlenmesinde birinci dereceden etkili olan tesirler irdelenmekte olup, ikinci derecede etkili olan, buz basıncı, silt basıncı, rüzgar basıncı, dalga basıncı gibi etkiler üzerinde durulmayacaktır. Ancak, bunlarında aynı ilkelerle hesaplara dahil edilmesi mümkündür.

2.2.1 Barajın Kendi Ağırlığı

Kullanılacak baraj betonunun birim hacim ağırlığı genel olarak $(24-25 \text{ kN/m}^3)$ dır. Barajın statik analizinde, kendi ağırlığından dolayı oluşan bileşke statik kuvvet ağırlık merkezine etkittirilir.

2.2.2 Baraja Etki Eden Su Basınçları

2.2.2.1 Hidrostatik Su Basıncı

Beton ağırlık barajların memba ve mansabına etki eden yatay ve düşey hidrostatik su basınçları Şekil 2.1 de gösterilmektedir. Suyun birim hacim ağırlığı 10 kN/m^3 alınarak su itkisi,

$$H_1 = \frac{\gamma_w \cdot H \cdot H \cdot 1}{2} \quad (2.1)$$

ifadesiyle hesaplanır. Bu ifade de,

H_1 : bileşke kuvvet,

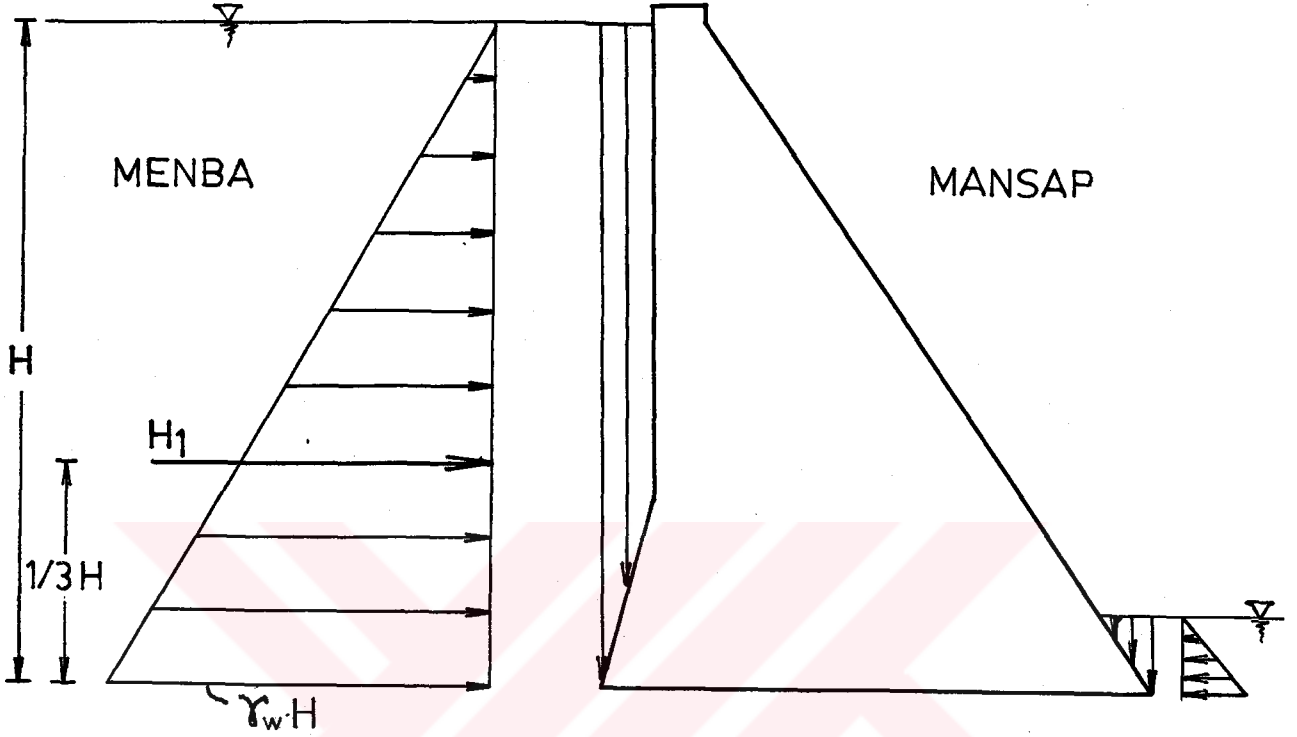
γ_w : suyun birim hacim ağırlığı (10 kN/m^3),

H : su yüksekliğidir.

Statik analiz sonlu elemanlar yöntemi ile yapılıyorsa yatay ve düşey su itkileri tekil yüklere çevrilerek düğüm noktalarına etkittirilebilir. Bu kabul eleman düğüm noktalarının sık olması halinde daha çok gerçeğe yakın olur.

2.2.2.2 Hidrodinamik Su Basıncı

Su, yapıya hidrodinamik kuvvet etkitererek titreşime katılır. Bu hidrodinamik kuvvet yapının sıvı ile temas yüzeyi boyunca



Şekil 2.1: Beton Ağırlık Barajlara Etki Eden Yatay ve Düşey Hidrostatik Su Basınçları

yayıldır. Su yapılarına etkiyen hidrodinamik kuvvet üstündeki yoğun araştırmalar Westergaard'ın barajlara ait çalışmasından (3) sonra başlamıştır. Westergaard rezervuar derinliğinin sabit olduğunu, suyun barajın bir yönünde sonsuza dek uzandığını ve yüzey dalgalarının etkisini ihmal edebileceğini varsayarak harmonik yatay yer hareketinin oluşturacağı hidrodinamik basınç için analitik bir çözüm elde etmiştir. Westergaard hesaplarında suyun doğrusal olarak sıkıştırılabilir, barajın rijit ve sonsuz uzunlukta ve su ile temas yüzünün dik olduğunu kabul etmiştir. Barajda titreşen su kütesini ek bir kütle olarak göz önüne alınması gerekliliğini Westergaard vurgulamaktadır. Bu kütle derinliğe bağlı olarak değişmekte olup (Şekil 2.2) dağılımı aşağıdaki ifade ile verilmektedir.

$$m(y) = \frac{7}{8} \rho_w (H-y)^{0.5} \quad (2.2)$$

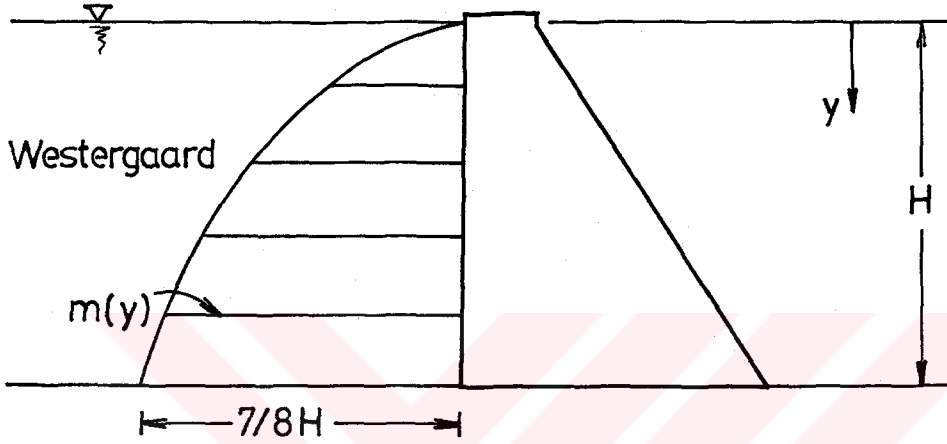
Bu ifadede,

$m(y)$: rezervuar derinliğine bağlı kütle dağılımı

ρ_w : suyun birim kütlesi,

H : toplam rezervuar derinliği,

y : düşey eksendir.



Şekil 2.2: Toplam Kütle Dağılımı (3)

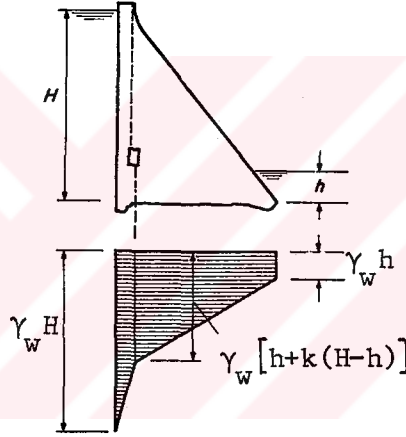
Sıvının hidrodinamik basıncını belirleyebilmek için sıvı sonlu elemanlara bölünerek çalışmalar sürdürülmektedir. Sıvının sonlu elemanlara bölünüşü katı cisimlerin elemanlara bölünüşü gibidir. İdealleştirmede, sonsuza uzanan sıvı için sıvının sonlu bir bölgesi göz önünde tutulur. Hesaplarda sıvının sonlu bir kısmının göz önünde tutulması halinde sıvı bölgesinin dış sınırı hidrodinamik basıncın sıfır olduğu yer olarak seçilmelidir (4). Westergaard'ın düşey duvarlar üzerindeki teorik çalışmalarına göre sıvı bölgesinin dış sınırı, yapıdan itibaren, sıvı derinliğinin yaklaşık üç katı mesafesinde alınabileceğini ortaya koymuştur. Hesapta göz önünde tutulacak sıvı bölgesi tarif edildikten sonra, bu bölge katı bir cisim gibi sonlu elemanlara bölünür. Bir sıvı elemanının rijitlik matrisi belli ise bütün sıvı bölgesinin rijitlik matriside katı cisimlerde olduğu gibi rijitlik matrislerinden elde edilir.

Sonlu elemanlar yöntemi ile dinamik analiz yapılıyorsa, Şekil 2.2 deki dinamik kütle dağılımı tekil kütleler halinde

barajın memba yüzündeki düğüm noktaları kütlelerine eklenerek suyun hidrodinamik etkisi göz önüne alınabilir.

2.2.3 Alttan Kaldırma Kuvveti

Altta kaldırma su basınçlarını kesin olarak belirlemek zordur. Bir takım kabuller yapmak gerekir. Barajlar üzerinde yapılan ölçme tecrübeleri göstermiştir ki, memba yüzeyinde dolu haldeki su basıncına yaklaşan alttan kaldırma, mansaba doğru azalmaktadır (Şekil 2.3).



Şekil 2.3: Beton Ağırlık Barajlara Etki Eden Altta Kaldırma Su Basıncı (5)

Şekil 2.3 de görülen, γ_w suyun birim hacim ağırlığını, k ise bir katsayıyı göstermektedir. k değeri 0.25-0.50 değerleri arasında değişmekte olup çok kötü temel şartlarında $k=1$ alınabilir (5).

2.3. Beton Ağırlık Barajlarda Stabilite Şartları

Beton ağırlık barajlara etki eden yatay ve düşey kuvvetler Şekil 2.4 de gösterilmektedir. Baraja etkimesi mümkün olan yatay kuvvetler aşağıda sıralanmıştır.

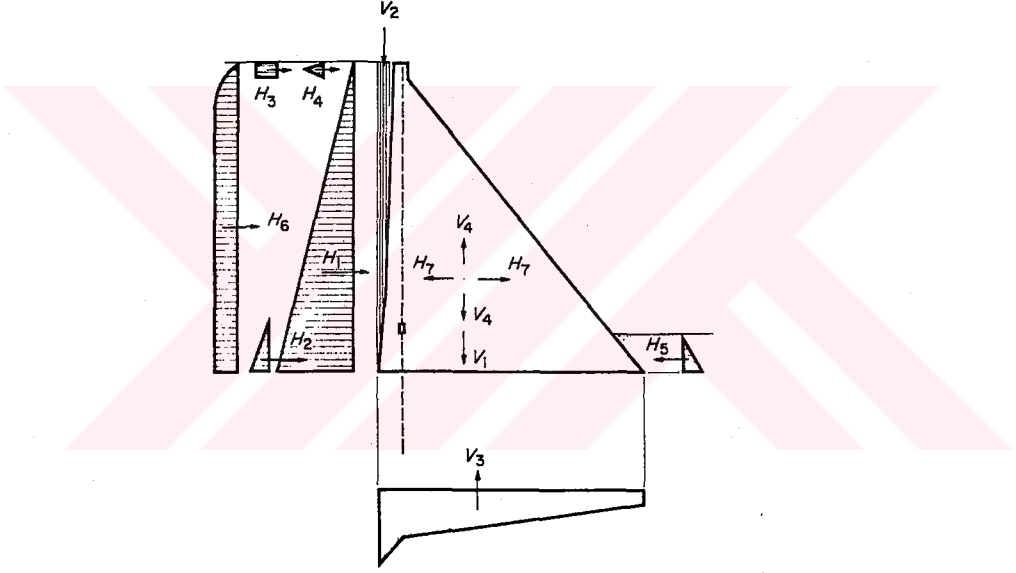
H_1 : Memba yüzü hidrostatik su kuvveti.

H_2 : Silt kuvveti.

- H_3 : Buz kuvveti.
 H_4 : Dalga kuvveti.
 H_5 : Mansap su kuvveti.
 H_6 : Deprem etkisinden dolayı meydana gelen su kuvveti.
 H_7 : Deprem etkisinden dolayı baraj gövdesinde meydana gelen kuvvet.

Düsey kuvvetler ise,

- V_1 : barajın ağırlığı,
 V_2 : memba yüzünde meydana gelen su kuvveti,
 V_3 : alttan kaldırma kuvveti,
 V_4 : baraj gövdesinde meydana gelen deprem kuvvetidir.



Şekil 2.4: Beton Ağırlık Barajlara Etki Eden Kuvvetler (5)

Barajın kayma tahkikini,

$$\frac{\sum H}{\sum V} = 0.65-0.75 \quad (2.3)$$

denklemleri ile yapmak mümkündür (5). Bu ifadede,

- $\sum H$: toplam yatay kuvvetler,
 $\sum V$: toplam düşey kuvvetlerdir.

BÖLÜM 3

BETON AĞIRLIK BARAJLARIN STATİK VE DİNAMİK ANALİZİNİN TEORİK İNCELENMESİ

3.1 Statik Analiz

Günümüzde beton ağırlık barajların statik analizi genelde sonlu elemanlar yöntemine göre yapılmaktadır (6). Beton ağırlık barajların statik analizi; kendi ağırlığı, hidrostatik su basıncı, silt basıncı ve yeraltı suyu basıncı etkileri dikkate alınarak yapılabilir. Statik analiz için,

$$\{F\} = [K] \{U\} \quad (3.1)$$

eşitliği yazılabilir. Bu ifadeye,

{F} : uygulanan yük vektörü,

[K] : sistem rijitlik matrisi,

{U} : uygulanan yüklerden dolayı düğüm noktalarında oluşan yerdeğiştirme vektörüdür.

Sonlu elemanlar yöntemine göre rijitlik matrisinin elde edilmesi Bölüm 4.1.2 de anlatılmaktadır.

3.2 Dinamik Analiz

Baraj gibi yapılar deprem yükleri için analiz edildiğinde; yapı-zemin birleşme yüzeyinde deprem dalgaları ya farklı zamanlarda sonlu bir hızla geçer ya da sonsuz hızla geçerken temelin farklı noktaları farklı ivme etkisinde kalır. Ancak deprem dalgalarının yayılım hızı büyükse temel-zemin temas noktalarında aynı zamanda aynı ivme etkisi alınabilir. Bu durumda dinamik hareket denklemi,

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [K] \{U\} = - [M] \{\delta\} \ddot{u}_g(t) \quad (3.2)$$

olarak elde edilebilir. Bu ifadede,

- [M] : sistem kütle matrisi,
- [C] : sistem sönüm matrisi,
- [K] : sistem rijitlik matrisi,
- {U} : rölatif yerdeğiştirme vektörü,
- { \dot{U} } : zamana bağlı hız vektörü,
- { \ddot{U} } : zamana bağlı ivme vektörü,
- { δ } : deprem doğrultu vektörü,
- $\ddot{u}_g(t)$: yer ivmesini göstermektedir.

3.2.1 Doğal Frekans ve Modların Hesabı

Sönümsüz serbest titreşim durumu için (3.2) denklemi

$$[M] \{\ddot{U}\} + [K] \{U\} = \{0\} \quad (3.3)$$

yazılabilir. Harmonik hareket için sistemin U ötelemeleri,

$$U = u \cos(\omega_n t - \alpha) \quad (3.4)$$

şeklinde yazılabilir. Bu ifadede,

- α : faz açısı,
- ω_n : doğal açısal frekans,
- t : zaman,
- u : harmonik hareketin genliği,
- U : ötelemeyi göstermektedir.

Denklem (3.4) denklem (3.3)'de yerine konulursa,

$$[[K] - \omega_n^2 [M]] \{u\} = \{0\} \quad (3.5)$$

karakteristik özdeğer denklemi elde edilir. (3.5) denklemi standard özdeğer problemidir. Sıfırdan farklı çözüm ancak katsayı determinantının sıfıra eşit olmasıyla mümkündür.

$$||K - \omega_n^2 M|| = 0 \quad (3.6)$$

Bu denkleme yapısal sistemin frekans denklemi veya karakteristik

denkleminin n (serbestlik derecesi) sayıda kökü vardır. Beton ağırlık barajlarda ilk beş modu hesaba katmak uygun görülmüştür. Bulunan köklerin karekökleri $(\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_n)$ barajın n adet titreşim modlarının doğal açısal frekanslarını belirler. Doğal açısal frekanslar modal frekanslar olarak da adlandırılır.

Gerçek fiziksel sistemlere karşılık gelen frekans denkleminin bütün kökleri gerçek ve pozitifdir. Sistemin doğal frekanslarının en küçüğüne temel frekans denir. Modal titreşim frekansları büyüklüklerine göre sıralanarak belirlenir.

$$0 \leq \omega_1 \leq \omega_2 \leq \omega_3 \leq \dots \leq \omega_n \quad (3.7)$$

Her bir doğal açısal frekans için (3.5) denklemdeki katsayı matrisi hesaplanıp bu modal frekansa karşılık gelen harmonik titreşim genlikleri $\{u\}$ hesaplanabilir.

$$\{u\}_1 = \begin{bmatrix} u_{11} \\ u_{21} \\ u_{31} \\ \vdots \\ u_{n1} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

Her bir doğal açısal titreşim frekansı için hesaplanan genlik vektörleri modal vektör, doğal mod veya kısaca mod olarak adlandırılır. Maxwell-Betti teoremi kullanılarak normalleştirilmiş modlar bulunabilir. Bu teoreme göre i . ve j . doğal titreşim modları arasındaki orthogonallık (3.9) denklemi ile gösterilebilir (7,8).

$$i \neq j ,$$

$$\{u\}_i^T [M] \{u\}_j = 0 \quad (3.9)$$

serbest titreşimin normalleştirilmiş modu ϕ_{ij} ,

$$\phi_{ij} = \frac{u_{ij}}{\sqrt{\{u\}_j^T [M] \{u\}_j}} \quad (3.10)$$

şeklinde yazılabilir. Bu ifadeye,

- u_{ij} : i 'nci düğüm noktasında j numaralı açısıl frekanstan meydana gelen genlik,
 $[M]$: kütle matrisi,
 $\{u\}_j$: j 'nci açısıl frekanstan meydana gelen genlik vektörüdür.

Bulunan normelleştirilmiş titreşim modlarını aşağıdaki matris formunda yazabiliriz.

$$|\Phi| = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \cdots & \phi_{nn} \end{bmatrix}_{n \times n} \quad (3.11)$$

1.mod 2.mod n.mod

Yapılan çalışmanın kontrolü için (3.12) ifadesinin sol tarafı birim matrise (I) eşit olmalıdır.

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I] \quad (3.12)$$

3.2.2 Mod Superpozisyonu Yöntemi

Pek çok yapının tek serbestlik dereceli bir sistem olarak idealize edilmesi güçtür. Örneğin, çok katlı bir bina tek bir kütle ve bir yay elemanı ile basitleştirilemez. Böyle bir yapı çok serbestlik dereceli (9) bir sistem olarak idealize edilebilir. Bir betonarme çerçevesel yapı, her kat döşeme seviyelerinde kütleleri toplanmış farzedilebilir ve kat sayısı kadar kütle ile idealize edilebilir. Bu kütlelerin kolonlardan oluşan "yay" elemanları ile birleştiği varsayımı da yapılabilir.

Baraj gibi sürekli bir yapı, betonarme bir yapı kadar kolaylıkla toplanmış kütle ve yaylarla idealize edilemez. Böyle bir sürekli yapının, teorik olarak, sonsuz sayıda serbestlik derecesi olmaktadır.

Verilen bir yapı, çok serbestlik dereceli sistemle idealize edilir, kütle ve yay sabitleri belirlenebilirse, sistemin "matematik modeli" diye adlandırılan diferansiyel denklemleri yazılabilir. Bu denklemlerin formülasyonu ve verilen bir deprem yer hareketine yapı tepkisinin hesaplanması oldukça karmaşık bir konudur (9). Ancak, prensip olarak, çok serbestlik dereceli bir sistemin, "mod süperpozisyonu" adı verilen bir analitik yöntemle bir dizi tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürülebilmektedir. Bu, denge denklemlerinin bir özdeğer problemi şekline sokulması ile gerçekleştirilebilmektedir. Özdeğer problemin çözümü ile bir dizi özdeğer ve bunlara karşılık gelen vektörler elde edilmektedir.

Mod süperpozisyonu yöntemi, çok serbestlik dereceli ve çok modlu bir sistemi bir dizi eşdeğer tek modlu sistemlerin süperpozisyonu şeklinde kabul etmektedir. Çok modlu sistem, sanki her modunda tek dereceli bir sistemmiş gibi kabul edilir ve her moddaki davranışlar uygun bir oranda birbirleri ile süperpoze edilerek toplam davranış elde edilir. Serbestlik derecesi sayısız kadar mod ve her mod için bir özel periyot ve bir yerdeğiştirme vektörü vardır. Her modun hangi oranda davranışa etkidiği katkı oranı ile belirlenir.

Buna göre mod süperpozisyonu yönteminde çok serbestlik dereceli sistemin yerdeğiştirmeleri;

$$\{U\} = [\Phi]\{Y\} \quad (3.13)$$

şeklinde ifade edilir. Bu ifadede,

- $[U]$: yerdeğiştirme vektörü,
- $[\Phi]$: sistemin titreşim modlarını içeren matris,
- $\{Y\}$: genelleştirilmiş koordinatlardır.

Denklem (3.13) denklem (3.2) de yerine konur ve elde edilen ifade $[\Phi]^T$ ile önden çarpılırsa,

$$[\Phi]^T[M][\Phi]\{\ddot{Y}\} + [\Phi]^T[C][\Phi]\{\dot{Y}\} + [\Phi]^T[K][\Phi]\{Y\} = -[\Phi]^T[M]\{\delta\} \ddot{u}_g(t) \quad (3.14)$$

ifadesi elde edilir. Orthogonalite şartına göre, i ve j mod numaralarını belirtmek üzere her $i \neq j$ için,

$$\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_j = 0 \quad (3.15)$$

$$\{\phi\}_i^T [C] \{\phi\}_j = 0 \quad (3.16)$$

$$\{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_j = 0 \quad (3.17)$$

yazılabilir (7). Orthogonalite özelliği kullanılarak (3.14) denklemi tekrar yazılırsa,

$$\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i \ddot{Y}_i + \{\phi\}_i^T [C] \{\phi\}_i \dot{Y}_i + \{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_i Y_i = -\{\phi\}_i^T [M] \{\delta\} \ddot{u}_g(t) \quad (3.18)$$

elde edilir. Burada,

$$\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i = m_i \quad (3.19)$$

$$\{\phi\}_i^T [C] \{\phi\}_i = c_i = 2\xi_i \omega_i m_i \quad (3.20)$$

$$\{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_i = k_i = \omega_i^2 m_i \quad (3.21)$$

eşitlikleri yazılabilir (10). Bu ifadelerde,

- $\{\phi\}_i$: Φ matrisinde i 'nci moda karşılık gelen i 'nci kolon,
- m_i : i 'nci genelleştirilmiş kütle,
- ξ_i : i 'nci mod için sönüm oranı,
- ω_i : i 'nci doğal açısal frekanstır.

(3.18) denklemi tekrar düzenlenirse ve m_i 'ye bölünürse,

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{Y}_i + \omega_i^2 Y_i = -\frac{\{\phi\}_i^T [M] \{\delta\}}{m_i} \ddot{u}_g(t) \quad (3.22)$$

ifadesi bulunur. (3.22) denkleminde i 'nci modun katkı faktörü,

$$p_i = \frac{\{\phi\}_i^T [M] \{\delta\}}{m_i} \quad (3.23)$$

ifadesi ile gösterilir. (3.22) denklemi çözülerek $\omega_i \cdot \sqrt{1-\xi_i^2}$ yerine ω_{di} yazılırsa

$$Y_i = \frac{1}{\omega_{di}} \frac{\{\phi\}_i^T [M] \{\delta\}}{m_i} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_{di} (t-\tau) d\tau \quad (3.24)$$

bulunur. Buradan modal yerdeğiştirme vektörü,

$$U_i = \phi_i \cdot Y_i \quad (3.25)$$

elde edilir.

3.2.2.1 CQC (Complete Quadratic Combination) Yöntemi

CQC yöntemi ile bir yapının davranışı, modal sönüm ve frekans değerlerinin fonksiyonu olan maksimum modal deplasmanları kullanarak hesaplanır (10). Random titreşim teorisine dayanan ve mod korelasyonu sabitlerini içeren bu hesapla modların birbirine olan etkisi de değerlendirilmiştir. CQC yönteminde yerdeğiştirme bileşeni u_k ;

$$u_k = \sqrt{(\sum_i \sum_j u_{ki} \rho_{ij} u_{kj})} \quad (3.26)$$

ve kuvvet bileşeni f_k ;

$$f_k = \sqrt{(\sum_i \sum_j f_{ki} \rho_{ij} f_{kj})} \quad (3.27)$$

ifadelerinden hesaplanır. Bu ifadelerde,

u_{ki} : i 'nci açısal frekanstan dolayı meydana gelen modal deplasman vektörü u_{imax} 'ın bileşeni,

f_{ki} : i 'nci açısal frekanstan dolayı meydana gelen modal deplasman vektörü u_{imax} 'ın oluşturduğu kuvvet bileşenidir.

(3.26) ve (3.27) denklemlerinde kullanılan ρ_{ij} terimi korelasyon sabiti olarak adlandırılır ve

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 (1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 (1+r)^2} \quad (3.28)$$

ifadesiyle tanımlanır. Bu ifadede,

$$r = \omega_j / \omega_i \quad (3.29)$$

ξ : sönüm oranıdır.

3.2.2.2 Davranış Spektrum Yöntemi

Frekans aralıkları fazla olan yapılar için (3.28) de verilen korelasyon sabiti $i \neq j$ için sıfır olur ve yerdeğiştirmeler,

$$u_k = \sqrt{\left(\sum_i u_i^2\right)} \quad (3.30)$$

kuvvetler,

$$f_k = \sqrt{\left(\sum_i f_i^2\right)} \quad (3.31)$$

ifadesiyle hesaplanır. Bu yöntemde davranış bileşenlerinin kareleri toplamının karekökü alınır (11).

3.2.3 Dinamik Analizde Kullanılacak Davranış Spektrumunun Seçimi

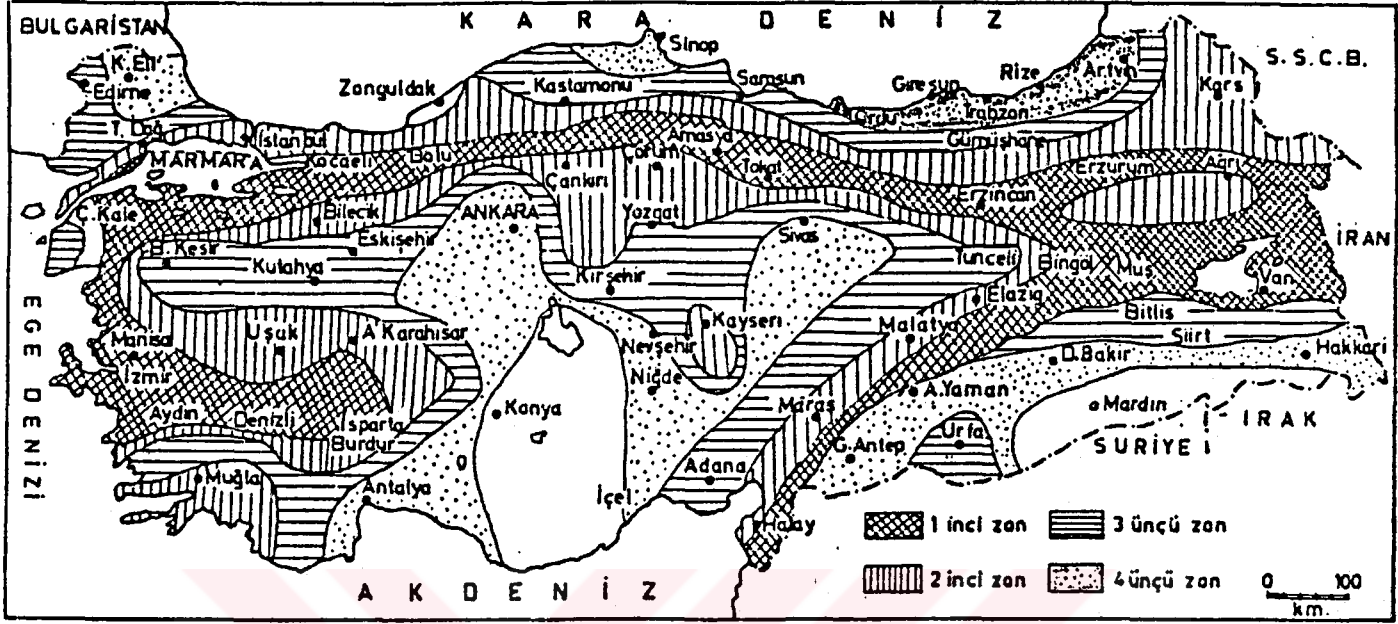
Türkiye'deki depremler, genellikle fay hatlarındaki kırılmalar sonucu doğan enerji boşalması ile oluşan tektonik depremlerdir. Ülkemizin deprem bölgeleri ile başlıca büyük fayları ve sönmüş volkanları Şekil 3.1 ve Şekil 3.2 de verilmektedir. Bu şekillerden görüleceği gibi ülkemiz etkin bir deprem bölgesinde bulunmaktadır. Bunun için özellikle baraj gibi önemli yapıların dinamik analizleri uygun davranış spektrumları seçilerek yapılması gerekir.

Davranış spektrumları ilk defa 1951 yılında Housner ve arkadaşları tarafından bilgisayar kullanılarak Kuzey Amerika depremleri için hesaplanmıştır. (3.32) - (3.34) ifadeleri ile tanımlanan davranış spektrumu eğrileri deprem yer hareketi kayıtları (Şekil 3.3) kullanılarak çizilebilir. Yatay eksen $T=2\pi/\omega$ alınarak ξ 'nin farklı değerleri için farklı eğriler elde edilir.

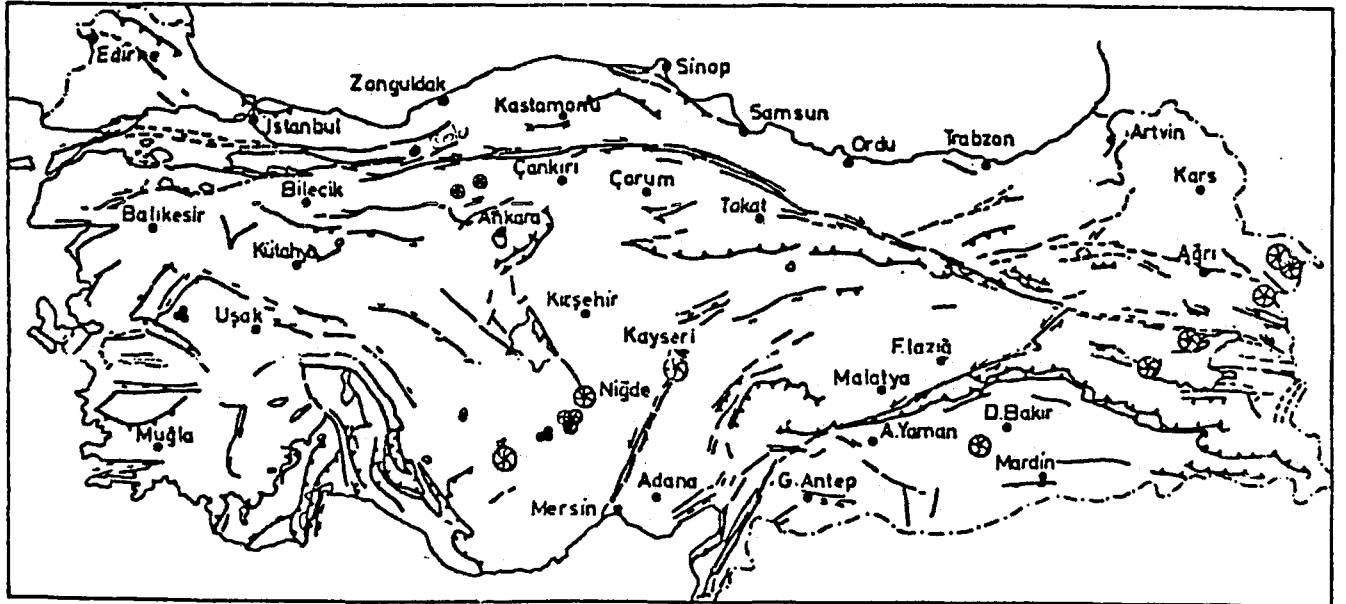
$$S_d = \frac{1}{\omega_n} \left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin\omega_n(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (3.32)$$

$$S_v = \left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \cos\omega_n(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (3.33)$$

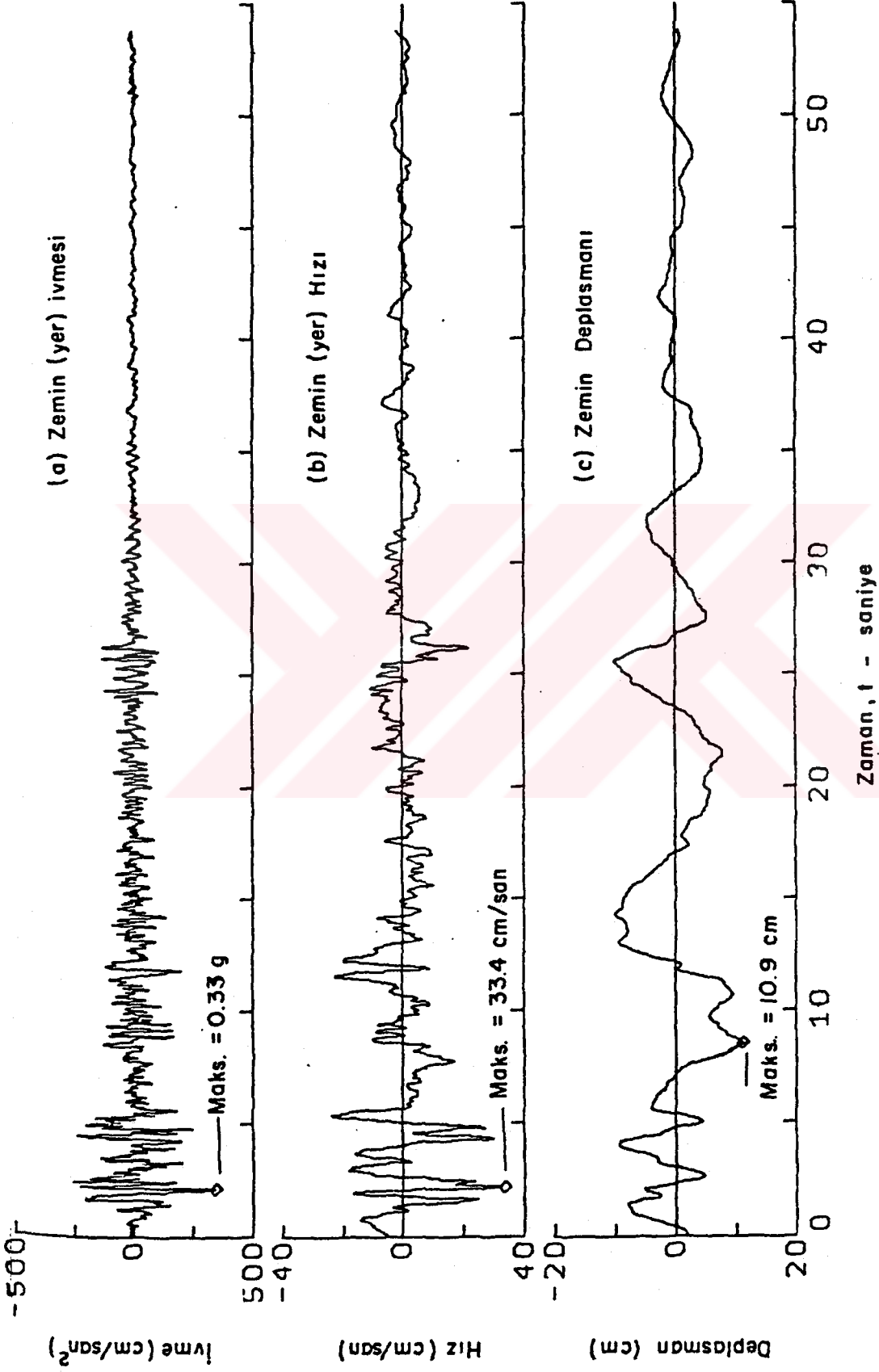
$$S_a = \left[\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin\omega_n(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (3.34)$$



Şekil 3.1: Türkiye'nin Deprem Bölgeleri



Şekil 3.2: Türkiye'nin Başlıca Büyük Fayları ve Sönmüş Volkanları



Şekil 3.3: E1-Centro Depremi (18.5.1940) Kuzey-Güney Yönü Kaydı ve Değerlendirilmesi (9)

Bu ifadelerde,

S_d : yerdeğiştirme davranış spektrumu,

S_v : hız davranış spektrumu,

S_a : ivme davranış spektrumu,

$\ddot{u}_g(\tau)$: yer ivmesi,

ω_n : doğal açısal frekans,

t : zaman,

ξ : sönüm oranıdır.

Önemli depremlerin kayıtları artık yayınlanmakta olduğundan, bilgisayar yardımıyla çeşitli T ve ξ değerleri için (3.32)-(3.34) ifadelerinden birisini sayısal olarak hesaplamak ve davranış spektrumunu nokta nokta elde etmek, (3.35) ve (3.36) formülleri ile diğerlerine geçmek bugün için kolaylaşmıştır.

$$S_d \approx \frac{1}{\omega_n} S_v = \frac{T_n}{2\pi} S_v \quad (3.35)$$

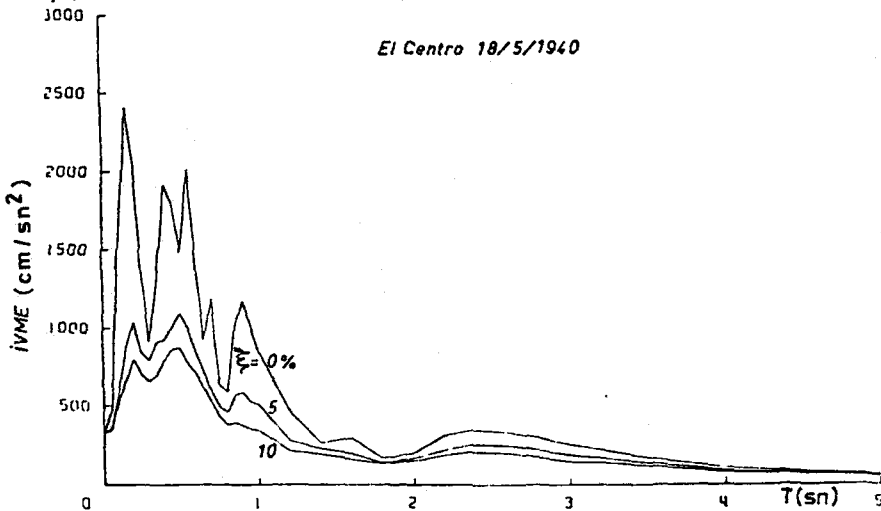
$$S_a \approx \omega_n S_v = \frac{2\pi}{T_n} S_v \quad (3.36)$$

Bu ifadelerde,

ω_n : doğal açısal frekans,

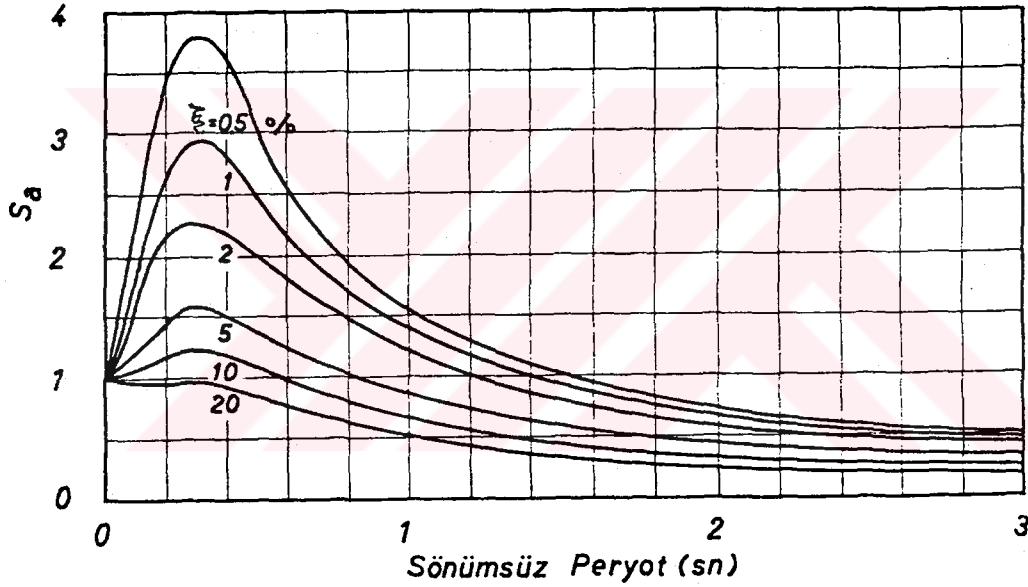
T_n : doğal periyottur.

Bir depremin ivme davranış spektrumu özellikle kısa periyot ve küçük sönüm halinde çok fazla iniş çıkış göstermektedir (Şekil 3.4).



Şekil 3.4: İvme Davranış Spektrumu (12)

Bu özellikteki davranış spektrumları ile periyotları birbirinden az farklı ($T_1 < T_2 < T_3$) olan üç yapıdan birincisi için çok büyük deprem kuvveti, ikincisi için küçük deprem kuvveti, üçüncüsü için tekrar çok büyük deprem kuvveti bulmak mümkündür. Bu sakıncayı gidermek üzere Housner bir deprem yerine birçok depremin tepki spektrumunu kullanmış ve ordinat değerlerini indirgeyerek ortalama bir spektrum hesaplamıştır. Şekil 3.5 de görülen ve sürekli eğrilerden oluşan bu spektruma "ortalama ivme spektrumu" adı verilir. Bu spektrum, en büyük ivme değeri birim olan bir depreme karşı geldiğinden kullanılırken bütün ordinatların o bölgede beklenen en büyük ivme değeri ile çarpılması gerekir.



Şekil 3.5: Ortalama İvme Spektrumu (12)

Normalize edilmiş (maksimum yer ivmesine bölünmüş) spektrumların en önemli kullanım sahası, projelendirmede kullanılacak "tasarım spektrumu" nun belirlenmesi çalışmalarında olmaktadır. Bir inşaat mahalli için maksimum yer ivmesi belirlendikten sonra normalize edilmiş spektrum bu ivme değeri ile çarpılırsa o yer için "tasarım spektrumu" belirlenmiş olmaktadır.

BÖLÜM 4

BETON AĞIRLIK BARAJLARIN ÇÖZÜM YÖNTEMLERİ

4.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi

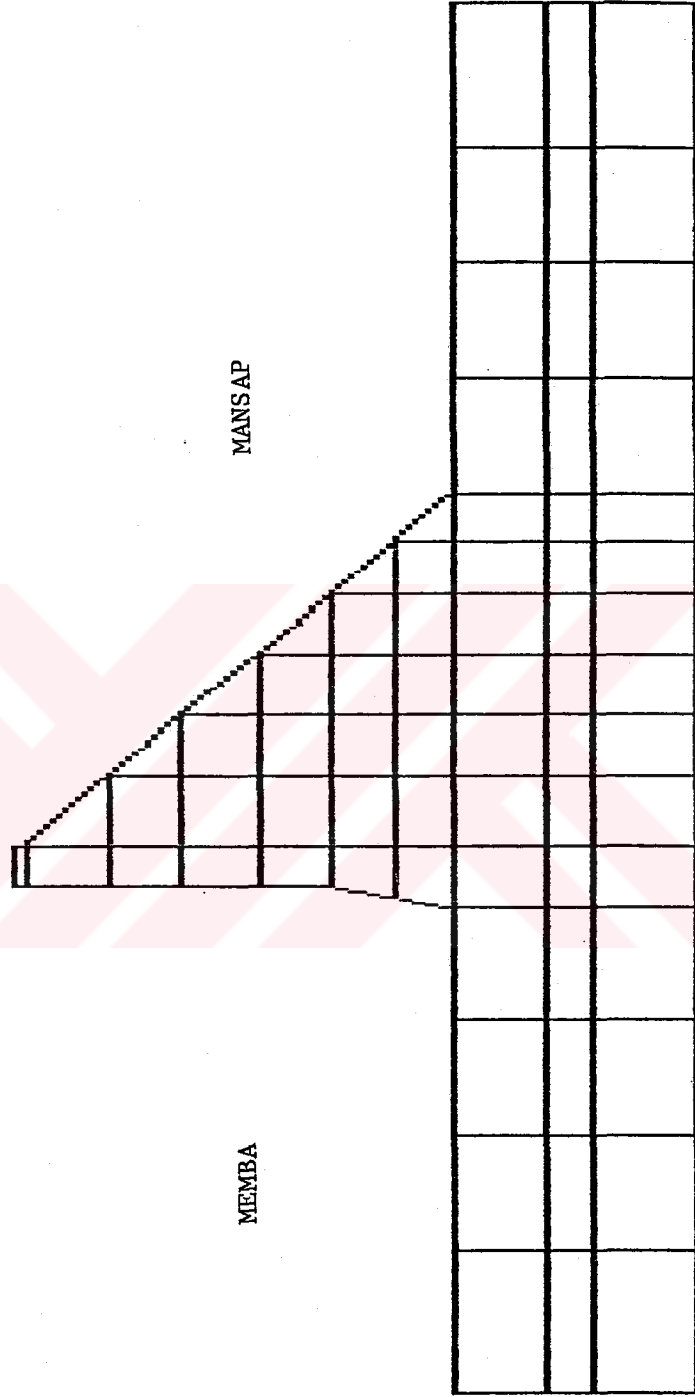
Sonlu elemanlar yöntemi yaklaşık bir yöntem olmakla beraber bilgisayarda programlamaya elverişli olduğundan, bilinen diğer yapısal çözümlene yöntemlerine göre daha çok uygulanmaktadır. Argyis tarafından ortaya atılan bu yöntem (13) hakkında 1954-1955 yıllarında birçok bildiri, 1956 yılında ise Turner, Clough, Martin ve Top (13) tarafından çeşitli makaleler yayımlanmıştır. İki boyutlu (düzlemsel) elastisite problemleri için geliştirilmiş sonlu eleman yöntemi barajlara ilk kez Clough ve Chopra (1965) tarafından uygulanmıştır.

Sürekli ortamlar mekaniğinde, birçok problemin çözümü için gerilme ve şekildeğiştirme dağılımlarının belirlenmesi gerekli olmaktadır. Günümüzde bu tür problemlerin en karmaşığı bile, bilgisayarların kullanılmasıyla, sonlu elemanlar yöntemine göre kolaylıkla çözülebilmektedir. Bu bölümde, yöntemin temel ilkeleri kısaca hatırlatılarak, dikdörtgen eleman kullanımıyla ilgili bilgi verilecektir.

Sonlu elemanlar yöntemine göre çeşitli mühendislik yapıları, düğüm noktalarında birbirleriyle birleşen, sonlu sayıda elemandan meydana geldiği kabul edilmektedir. Bu elemanların kuvvet-yerdeğiştirme bağıntılarının bilinmesi halinde, normal hesap yöntemleri kullanılarak çeşitli mühendislik yapılarının yapısal çözümlenmesi dolayısıyla da davranışlarının incelenmesi mümkün olmaktadır.

4.1.1 Yapısal İdealleştirme

Şekil 4.1 de görüldüğü gibi analizi yapılacak baraj, her biri sonlu eleman adı verilen sonlu sayıda parçalara bölünür.



Şekil 4.1: Bir Beton Ağırlık Barajın İki Boyutlu Sonlu Eleman Modeli

Bu elemanların özellikleri, gerçek sürekli yapının özellikleri ile benzer davranış gösterirler. Her eleman komşusu olan diğer elemanlara gerçekte sonsuz sayıda nokta ile bağlıdır. Fakat sonlu elemanlar yönteminde her elemanın sadece düğüm noktaları aracılığı ile komşu elemanlara bağlı olduğu kabul edilmektedir. Elemanların şekli ve boyutları uygulamacının isteğine, problemin türüne, çözümde istenen hassasiyet derecesine göre seçilir. Yapı az sayıda ve büyük elemanlara bölünecek olursa, bilgisayar ile çözümü az zaman alır, fakat genelde sonuçlar gerçek değerden o oranda uzaklaşmaktadır. Çok sayıda küçük elemanlara bölünecek olursa doğru sonuçlara ulaşılır. Fakat daha fazla zaman ve bilgisayar belleği gerekir. Bu nedenle bu yöntemde eleman ve model seçimi özel uzmanlık gerektirmektedir. Seçilecek eleman boyutları $h \leq \frac{1}{5} \frac{v_s}{f_n}$ ifadesini sağlamalıdır. Bu ifadede eleman boyu (h), kayma dalgası hızı (v_s) ve doğal frekans (f_n) dır (14).

Sonlu elemanlar modelinin seçiminde genellikle gerilmelerin büyük olduğu kısımlarda daha küçük boyutlu elemanlar, diğer kısımlarda ise daha büyük boyutlu elemanlar kullanılmaktadır.

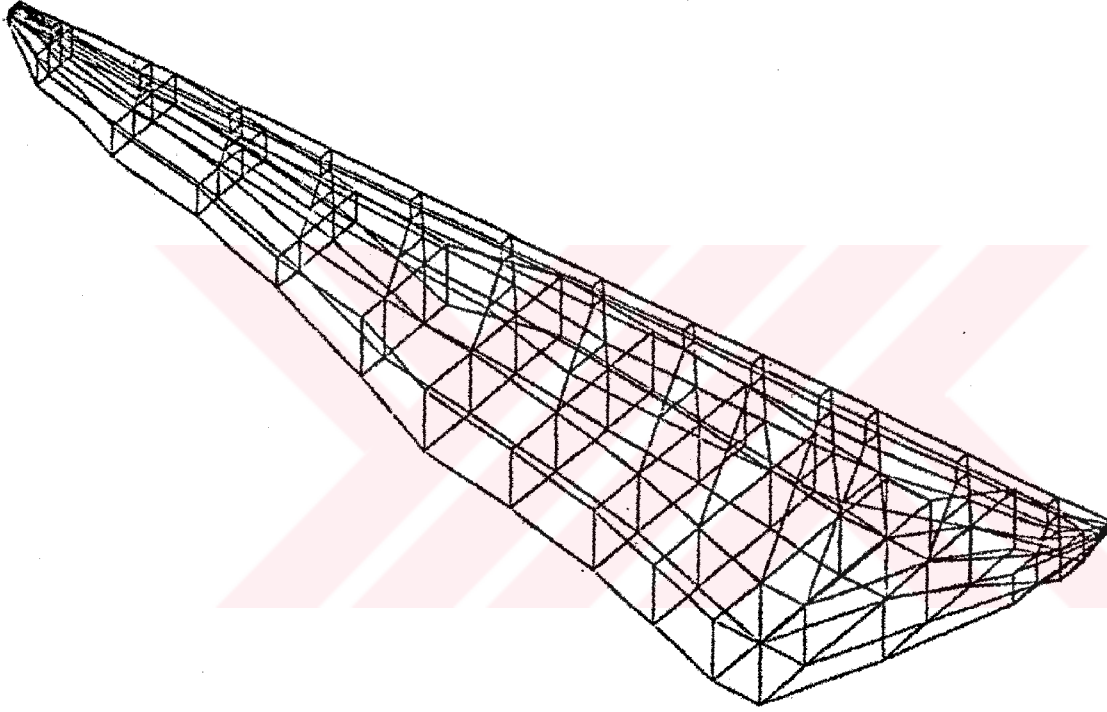
Yüklerin çok olduğu kısımlarda elemanlar o şekilde seçilir ki, her yükün etkidiği noktada bir düğüm noktası bulunur. Yayıllı yüklerin bulunması halinde ise düğüm noktalarına indirgenen eşdeğer yükler hesaplanır.

Böylece sonsuz serbestlik dereceli sürekli bir ortam, sonlu serbestlik derecesi olan bir modele dönüştürülür buna da yapının sonlu eleman modeli denir (Şekil 4.1-Şekil 4.2).

4.1.2 Eleman Rijitlik Matrisinin Oluşturulması

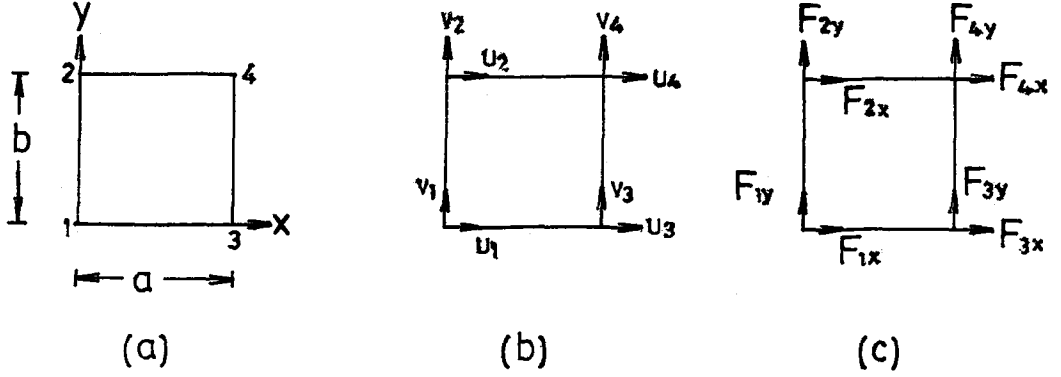
Burada dikdörtgen bir elemanın düzlem gerilme ve düzlem şekildeğiştirme hallerinde eleman rijitlik matrisinin çözümü için altı temel adım verilmiştir (15).

1. Adım: Kenar uzunlukları a ve b , kalınlığı t olan bir dikdörtgen eleman alınır (Şekil 4.3a). Uygun bir koordinat sistemi seçilerek düğüm noktaları Şekil 4.3 a daki gibi numaralandırılır. Düzlem elastisite problemi için bir elemanın her bir düğüm noktasında iki serbestlik derecesi vardır. Bir eleman ise sekiz serbestlik derecesine sahiptir. Düşey ve yatay olmak üzere bir



Şekil 4.2: Bir Beton Ağırlık Barajın Üç Boyutlu Sonlu Eleman Modeli (16)

elemanda sekiz yerdeğiştirme bileşeni bulunur (Şekil 4.3b). Bu yerdeğiştirmelerden dolayı oluşan kuvvetler Şekil 4.3c de gösterilmiştir.



Şekil 4.3: Düğüm Noktaları Numaralandırılması (a), Yerdeğiştirmeleri (b) ve Kuvvetler (c)

Düğüm noktalarındaki yerdeğiştirmeler ve kuvvetler matris notasyonu kullanılarak (4.1) ve (4.2) ifadeleri şeklinde yazılır.

$$\{\delta_1\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} F_{1x} \\ F_{1y} \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

Dikdörtgen eleman için kuvvet ve yerdeğiştirme vektörleri (4.3) ve (4.4) ifadeleri ile yazılır.

$$\{\delta^e\} = \begin{Bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \\ \{\delta_4\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

$$\{F^e\} = \begin{bmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \\ \{F_3\} \\ \{F_4\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{1x} \\ F_{1y} \\ F_{2x} \\ F_{2y} \\ F_{3x} \\ F_{3y} \\ F_{4x} \\ F_{4y} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

$\{\delta^e\}$ ve $\{F^e\}$ sekiz terimli olmasından dolayı eleman rijitlik matrisi $\{K^e\}$ 8x8 boyutunda olur.

$$\{F^e\}_{8 \times 1} = [K^e]_{8 \times 8} \{\delta^e\}_{8 \times 1} \quad (4.5)$$

2. Adım: Her bir düğüm noktasındaki yerdeğiştirmeleri $\{\delta(x,y)\}$ tanımlayan $[f(x,y)]$ yerdeğiştirme fonksiyonu seçilir. Düzlem elastisite probleminde bir düğüm noktasındaki iki yerdeğiştirme bileşeni x ve y 'ye bağlı olarak aşağıdaki gibi gösterilebilir.

$$\{\delta(x,y)\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

Sekiz serbestlik derecesine sahip eleman sekiz bilinmeyen katsayılı polinom şeklinde gösterilebilir (15). Buna karşılık uygun iki fonksiyon seçilebilir,

$$\begin{aligned} u &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 xy \\ v &= \alpha_5 + \alpha_6 x + \alpha_7 y + \alpha_8 xy \end{aligned} \quad (4.7)$$

bu bağıntılar matris formunda yazılırsa,

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & xy & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x & y & xy \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

ifadesi elde edilir. Bu da aşağıdaki şekilde kısaltılabilir.

$$\{\delta(x,y)\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [f(x,y)]\{\alpha\} \quad (4.9)$$

3. Adım: $\{\delta(x,y)\}$ elemanın bütün düğüm noktaları için $\{\delta^e\}$ elde edilir. Düğüm noktaları koordinatları denklem (4.9) da yerine konursa $\{\alpha\}$ 'nın değerleri bulunur. Her bir düğüm noktasında $[f(x,y)]$ 'nin yerine düğüm noktaları koordinatları konursa;

1. düğüm noktası için, $x=0, y=0$, buradan

$$[f(x_1, y_1)] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

2. düğüm noktası için, $x_2=0, y_2=b$, buradan

$$[f(x_2, y_2)] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & b & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & b & 0 \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

3. düğüm noktası için, $x_3=a, y_3=0$, buradan

$$[f(x_3, y_3)] = \begin{bmatrix} 1 & a & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & a & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

4. düğüm noktası için, $x_4=a, y_4=b$, buradan

$$[f(x_4, y_4)] = \begin{bmatrix} 1 & a & b & ab & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & a & b & ab \end{bmatrix} \quad (4.13)$$

ifadeleri elde edilir. (4.3) denklemini kullanılırsa,

$$\{\delta^e\} = \begin{bmatrix} \{\delta_1\} \\ \{\delta_2\} \\ \{\delta_3\} \\ \{\delta_4\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{\delta(x_1, y_1)\} \\ \{\delta(x_2, y_2)\} \\ \{\delta(x_3, y_3)\} \\ \{\delta(x_4, y_4)\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [f(x_1, y_1)] \\ [f(x_2, y_2)] \\ [f(x_3, y_3)] \\ [f(x_4, y_4)] \end{bmatrix} \times \{\alpha\} \quad (4.14)$$

bağıntısı bulunur. (4.10), (4.11), (4.12), (4.13) denklemleri (4.14) de yerine konursa,

$$\{\delta^e\} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & b & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & b & 0 \\ 1 & a & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & a & 0 & 0 \\ 1 & a & b & ab & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & a & b & ab \end{bmatrix} \times \{\alpha\} \quad (4.15)$$

(4.15) ifadesi elde edilir. Bu ifadede,

$$\{\delta^e\} = [A] \times \{\alpha\} \quad (4.16)$$

şeklinde yazılabilir. Burada $\{\alpha\}$ (4.7) ifadesinde verilen polinomda bilinmeyen katsayı vektörüdür. (4.16) denklemden

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \times \{\delta^e\} \quad (4.17)$$

bulunur.

(4.15) ifadesi aşağıdaki gibi gösterilebilir.

$$\begin{aligned}
u_1 &= \alpha_1 \\
v_1 &= \alpha_5 \\
u_2 &= \alpha_1 + b\alpha_3 \\
v_2 &= \alpha_5 + b\alpha_7 \\
u_3 &= \alpha_1 + a\alpha_2 \\
v_3 &= \alpha_5 + a\alpha_6 \\
u_4 &= \alpha_1 + a\alpha_2 + b\alpha_3 + ab\alpha_4 \\
v_4 &= \alpha_5 + a\alpha_6 + b\alpha_7 + ab\alpha_8
\end{aligned}$$

(4.17) denklemi aşağıdaki gibi yazılıp, $\{\alpha\}$ değerleri kolayca bulunabilir.

$$\begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_2 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{a} & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{a} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{b} & 0 & \frac{1}{b} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{ab} & 0 & -\frac{1}{ab} & 0 & -\frac{1}{ab} & 0 & \frac{1}{ab} & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{a} & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{a} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{b} & 0 & \frac{1}{b} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{ab} & 0 & -\frac{1}{ab} & 0 & -\frac{1}{ab} & 0 & \frac{1}{ab} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

(4.17) denklemi (4.9) denkleminde yerine yazılırsa $\{\delta(x,y)\}$ değerleri bulunur.

$$\{\delta(x,y)\} = [f(x,y)] [A]^{-1} \{\delta^e\} \quad (4.19)$$

4. Adım: Düşüm noktalarındaki yerdeğiştirmelere bağlı olarak her düşüm noktasındaki $\varepsilon(x,y)$ şekildeğiştirmeleri bulunabilir. Düzlem elastisite problemi için şekil değıştirmeler,

$$\{\varepsilon(x,y)\} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (4.20)$$

olup burada,

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (4.21)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (4.22)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (4.23)$$

göstermektedir. (4.7) denklemindeki u ve v değerleri (4.21)-(4.23) denklemlerinde yerine konursa düğüm noktalarındaki şekildeğİstİr- meler bulunur.

$$\{\varepsilon(x,y)\} = \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha_2 + \alpha_4 y \\ \alpha_7 + \alpha_8 x \\ \alpha_3 + \alpha_4 x + \alpha_6 + \alpha_8 y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x \\ 0 & 0 & 1 & x & 0 & 1 & 0 & y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

(4.24) ifadesi (4.25) ifadesi şeklinde kısaltılabilir.

$$\{\varepsilon(x,y)\} = [C]\{\alpha\} \quad (4.25)$$

(4.17) denklemi (4.25) denkleminde yerine konursa,

$$\{\varepsilon(x,y)\} = [C][A]^{-1}\{\delta^e\} \quad (4.26)$$

$$\{\varepsilon(x,y)\} = [B]\{\delta^e\} \quad (4.27)$$

bulunur. (4.27) denkleminde [B],

$$[B] = [C][A]^{-1} \quad (4.28)$$

göstermektedir. [B] matrisi açık olarak aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$[B] = \begin{bmatrix} -\frac{1}{a} + \frac{y}{ab} & 0 & -\frac{y}{ab} & 0 & \frac{1}{a} - \frac{y}{ab} & 0 & \frac{y}{ab} & 0 \\ 0 & -\frac{1}{b} + \frac{x}{ab} & 0 & \frac{1}{b} - \frac{x}{ab} & 0 & -\frac{x}{ab} & 0 & \frac{x}{ab} \\ -\frac{1}{b} + \frac{x}{ab} & -\frac{1}{a} + \frac{y}{ab} & \frac{1}{b} - \frac{x}{ab} & -\frac{y}{ab} & -\frac{x}{ab} & \frac{1}{a} - \frac{y}{ab} & \frac{x}{ab} & \frac{y}{ab} \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

3x8

5. Adım: Düğüm noktalarındaki şekil değiştirmelerden ve yer-değiştirmelerden dolayı meydana gelen $\sigma(x,y)$ iç gerilmeleri bulunabilir. Bu gerilmeler,

$$\{\sigma(x,y)\} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = [D] \{\delta(x,y)\} = [D][B] \{\delta^e\} \quad (4.30)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Buradaki $[D]$ elastisite veya malzeme matrisi diye isimlendirilir.

$$[D] = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & 0 \\ d_{21} & d_{22} & 0 \\ 0 & 0 & d_{33} \end{bmatrix} \quad (4.31)$$

Bu ifadedeki terimler düzlem gerilme hali için,

$$d_{11} = d_{22} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \quad (4.32)$$

$$d_{12} = d_{21} = \frac{E \nu}{(1-\nu^2)} \quad (4.33)$$

$$d_{33} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.34)$$

düzlem şekildeğiştirme hali için,

$$d_{11} = d_{22} = E(1-\nu) / [(1+\nu)(1-2\nu)] \quad (4.35)$$

$$d_{12} = d_{21} = \nu E / [(1+\nu)(1-2\nu)] \quad (4.36)$$

$$d_{33} = E / [2(1+\nu)] \quad (4.37)$$

şeklinde yazılabilir.

4.1.3 Kütle Matrisinin Oluşturulması

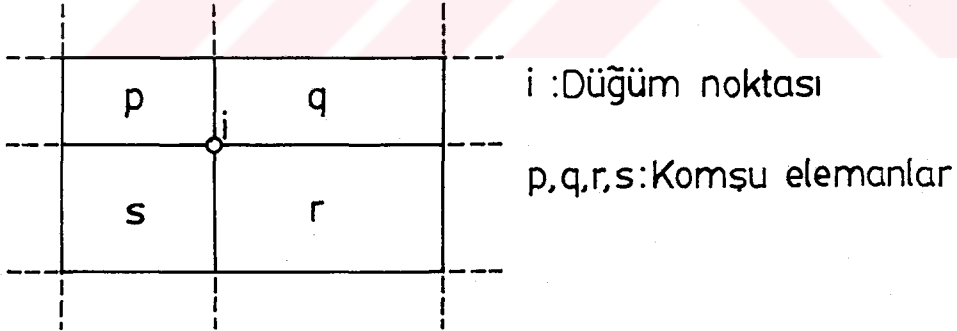
Sonlu elemanlar yöntemiyle hesaplanan kütle matrisleri diagonal olmakta, bu durum ise özdeğer probleminin çözümünü kolaylaştırmaktadır.

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & 0 \\ & m_2 & & \\ & & m_3 & \\ 0 & & & m_n \end{bmatrix}_{n \times n} \quad (4.42)$$

Bu kütle matrisinin i numaralı elemanının değeri, i numaralı düğüm noktasında yoğunlaştığı varsayılan kütleyle eşittir (9).

$$m_i = \frac{1}{4} [m_p + m_q + m_r + m_s] \quad (4.43)$$

Burada m_i , i numaralı düğüm noktasına karşılık gelen kütle, m_p, m_q, m_r, m_s ise i numaralı düğüm noktasına komşu p, q, r, s numaralı elemanların kütlelerini göstermektedir (Şekil 4.4).



Şekil 4.4: Kütle Matrisi Hesabı İçin Notasyon

4.2. Kayma Kirişi Yöntemi

Martin 1966'da bir kayma kirişi boyunca, bir boyutlu kayma dalgası yayılma analiz yöntemini önermiştir (9). Bu yöntemle göre yapının birbirine paralel sonsuz sayıda yatay tabakalardan oluştuğu kabul edilir. Her bir tabaka toplanmış kütleler halinde

idealize edilir. Her kütle birbirine bir elastik yay ve bir sönüm elemanı ile bağlanır. Düğüm noktalarında sadece yatay yerdeğiş-tirmeler dikkate alınır. Yatay bir kesitin homojen olduğu kabul edilerek içerisindeki kayma gerilmeleri her noktada aynıdır. Düğüm noktalarındaki yatay yerdeğiş-tirmelerden dolayı oluşan kat kesme kuvveti Mod superpozisyonu yöntemi kullanılarak bulunabilir (9).

4.2.1 Yapısal İdealleştirme

Şekil 4.5 deki gibi bir model seçilir ve istenildiği kadar tabakalara ayrılır (Şekil 4.5a). Her bir tabaka eşit miktarda dağıtılarak düğüm noktalarına toplanacak kütleler belirlenir (Şekil 4.5b). Bulunan kütleler düğüm noktalarına yerleştirilerek matematik model oluşturulur (Şekil 4.5c).

4.2.2 Eleman ve Sistem Rijitlik Matrisinin Oluşturulması

Şekil 4.5a daki modelden bir tabaka alınıp, üzerinde oluşan kayma gerilmesi Şekil 4.6 daki gibi gösterilebilir. Bu tabakada oluşan kayma gerilmesi τ ,

$$\tau = G \gamma \quad (4.44)$$

ifadesi ile bulunabilir. Bu ifadede,

G : her tabakaya ait kullanılan malzemenin kayma modülü,

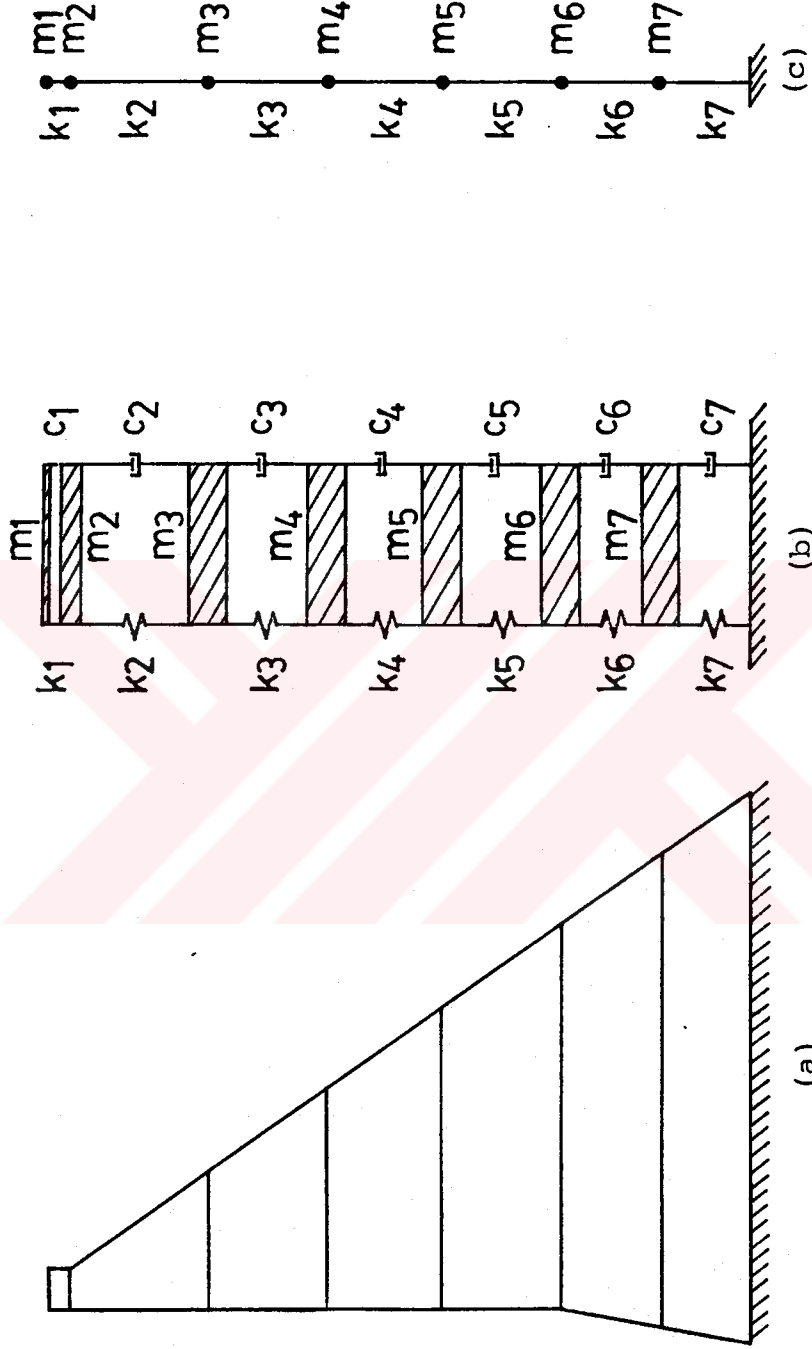
γ : kayma şekildeş-tirmesini gösterir.

$$F = A \tau = A G \gamma \quad (4.45)$$

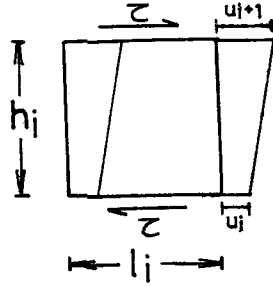
$$F = A_i G_i \frac{u_{i+1} - u_i}{h_i}$$

$$F = \frac{A_i G_i}{h_i} \Delta u \quad (4.46)$$

bulunur. (4.46) denkleminde,



Şekil 4.5: Bir Beton Ağırlık Barajın Kayma Kirişi Yöntemine Göre Matematik Modelinin Oluşturulması



Şekil 4.6: Bir Tabaka Üzerindeki τ Kayma Gerilmesi

Her tabakada oluşan kesme kuvveti F ,

F : kat kesme kuvveti,

A_i : i 'nci tabakanın kesit düzlemine dik yüzey alanı,

G_i : i 'nci tabakanın kayma modülü,

h_i : i 'nci tabakanın yüksekliği,

Δu : $i+1$ ve i 'nci düğüm noktalarındaki yerdeğiştirme farkını gösterir.

$$F = \frac{A_i G_i}{h_i} \Delta u = k_i \Delta u \quad (4.47)$$

Eleman rijitliği k_i ,

$$k_i = \frac{A_i G_i}{h_i} \quad (4.48)$$

bulunur. Tek serbestlik dereceli bir sistemin rijitlik matrisi,

$$k_{ij} = k_i \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{A_i G_i}{h_i} & -\frac{A_i G_i}{h_i} \\ -\frac{A_i G_i}{h_i} & \frac{A_i G_i}{h_i} \end{bmatrix} = \frac{A_i G_i}{h_i} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.49)$$

şeklinde yazılabilir. Her bir tabaka rijitlik matrisleri birleştirilerek sistem rijitlik matrisi denklem (4.50) deki gibi oluşturulur.

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 & & & \\ -k_1 & k_1+k_2 & -k_2 & & & \\ 0 & -k_2 & k_2+k_3 & & & \\ & & & & & \\ & & & & & \\ & & & & k_{n-1}+k_n & -k_n \\ & & & & -k_n & k_n \end{bmatrix}_{n \times n} \quad (4.50)$$

4.2.3 Kütle Matrisinin Oluşturulması

Her bir düğüm noktasına toplanan m_i kütlesi,

$$m_i = \frac{\gamma_{i-1} h_{i-1} + \gamma_i h_i}{g} \cdot \frac{l_i}{2} \quad (4.51)$$

ifadesi ile hesaplanabilir. Bu ifadede,

- γ_i : i 'nci tabakanın birim hacim ağırlığı,
- γ_{i-1} : $i-1$ 'nci tabakanın birim hacim ağırlığı,
- h_i : i 'nci tabakanın yüksekliği,
- h_{i-1} : $i-1$ 'nci tabakanın yüksekliği,
- l_i : i 'nci tabakanın uzunluğu,
- g : yerçekimi ivmesini (9.81 m/sn^2) göstermektedir.

Yanal öteleme serbestlik derecelerine sahip sistemlerde kütle matrisi diyagonaldır.

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & 0 \\ & m_2 & & & \\ & & m_3 & & \\ & & & & \\ 0 & & & & m_n \end{bmatrix}_{n \times n} \quad (4.52)$$

BÖLÜM 5

BETON AĞIRLIK BARAJLARIN STATİK ÇÖZÜMÜ

5.1. Giriş

Bölüm 4 de verilen teorik yöntemlerin uygulanması için Ankara'nın 120 km kuzey batısında Sakarya nehri üzerinde 1956 yılında beton ağırlık baraj olarak inşa edilmiş olan Sarıyar barajı seçilmiştir (Şekil 5.1). Sarıyar barajının bazı karakteristik özellikleri,

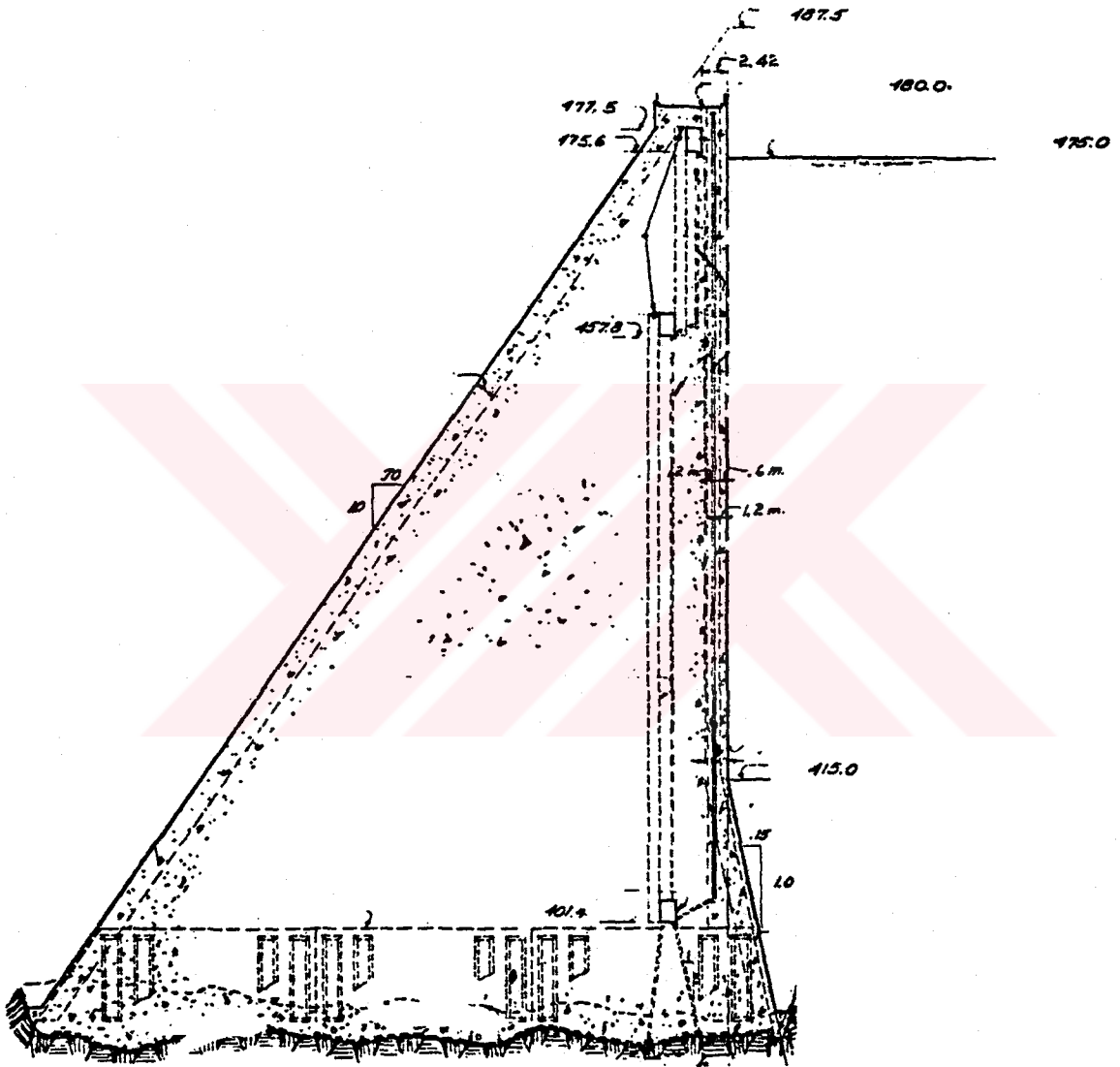
Temel	: metamorfik kaya, silt ve quartiz
Temelden yükseklik	: 108.00 m
Nehir yatağından yükseklik	: 90.00 m
Kret uzunluğu	: 257.00 m
Kret genişliği	: 7.00 m
Temel genişliği	: 72.00 m

verilebilir (17). Yapılan çalışmalarda, baraj uzunluğunun yüksekliğine oranının ikiden büyük olması durumunda iki boyutlu analizin yeterli olabileceği belirtilmektedir. Uygulama olarak seçilen Sarıyar barajında yüksekliğinin uzunluğuna oranı ($257/90=2.86$) ikiden büyük olmasından dolayı iki boyutlu analizin yeterli olacağı düşünülmüştür.

5.2 Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Statik Analiz

5.2.1 İki Boyutlu Sonlu Eleman Modeli

Sarıyar barajının yüksekliği 90 m ve temel genişliği 72 m dir. İki boyutlu sonlu eleman modeli oluşturulurken baraj gövdesine ilave olarak barajın tabanında 242 m uzunluğunda 48 m kalınlığında



Şekil 5.1: Sarıyar Barajının En Kesiti (17)

bir zemin tabakası dikkate alınmaktadır. Barajın sonlu eleman ağı oluşturulurken dörtgen eleman kullanılmakta olup gerilme yığılmalarının olduğu baraj gövdesi memba ve mansap topuklarında ve baraj gövdesi altındaki temelde bu elemanların boyutları küçültülmüştür. Baraj gövdesinin 7, temelinin ise 3 ayrı tabakaya ayrılması çözümler için uygun olacağı düşünülmüştür. Şekil 5.2 de gösterilen Sarıyar barajının sonlu eleman ağında 99 düğüm noktası ve 73 dörtgen eleman bulunmaktadır (18). Baraj gövdesindeki ve temelindeki en büyük elemanlar sırasıyla 15x12.25 m ve 20x25 m dir. Eleman yüksekliği $\leq \frac{1}{5} \frac{V_s}{F_1}$ ifadesine (14) göre hesaplanmış maksimum eleman yüksekliği 155 m çıkmaktadır. Bu sonuca göre seçilen eleman boylarının uygun olduğu görülmektedir.

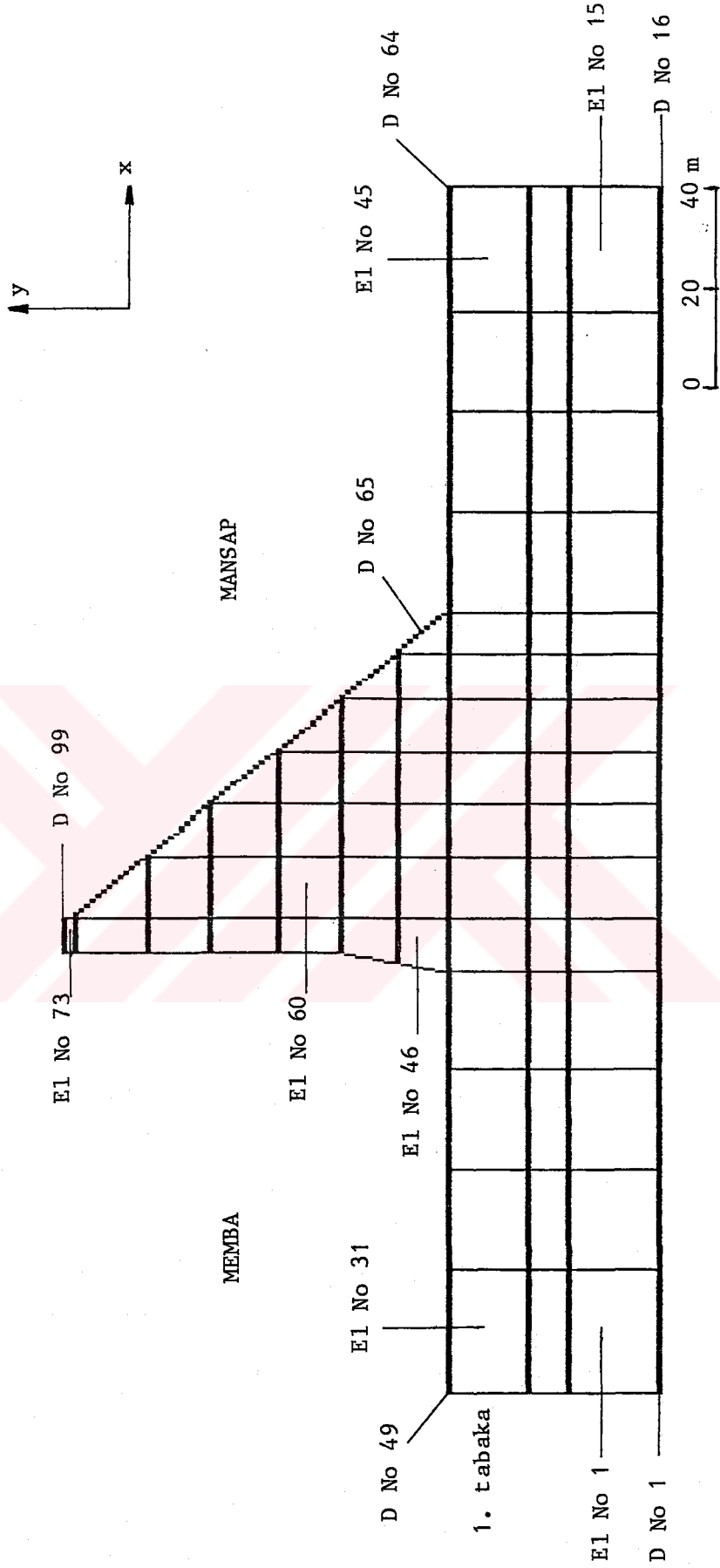
Statik analiz için Şekil 5.2 deki sonlu elemanlar modeli kullanılmaktadır. Her bir elemanın elastisite modülü (E), poisson oranı (ν) ve birim hacim ağırlığı (γ)'nın lineer elastik olduğu kabul edilerek baraj betonu ve temel zemini için kullanılan malzeme özellikleri Tablo 5.1 de verilmektedir.

Tablo 5.1: Sarıyar Barajının Statik Analizi İçin Kullanılan Malzeme Özellikleri

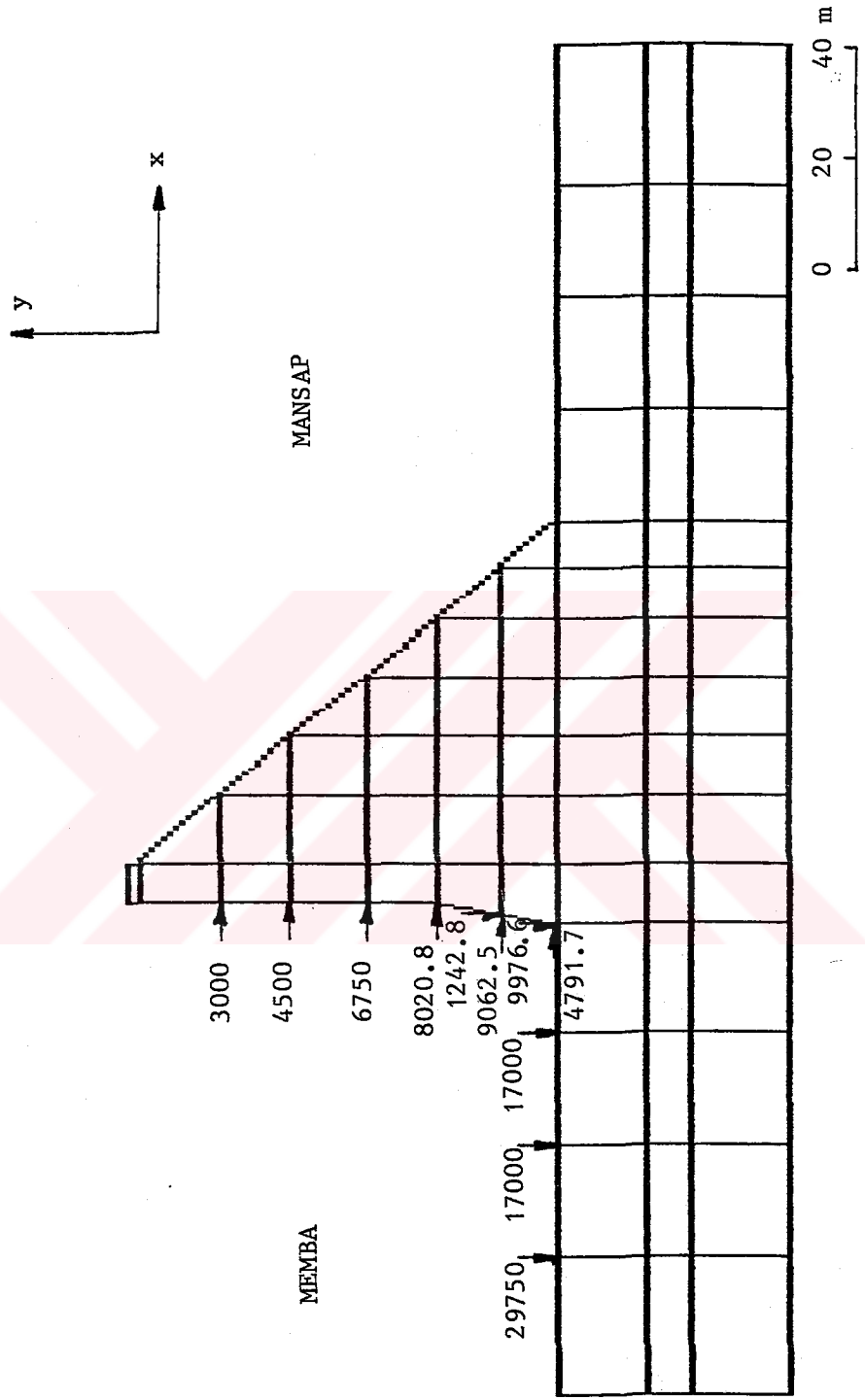
Malzeme özellikleri	Baraj betonu	Temel zemini		
		1. tabaka	2. tabaka	3. tabaka
E (kN/m ²)	3.5x10 ⁷	2.0x10 ⁷	2.5x10 ⁷	3.5x10 ⁷
ν	0.15	0.25	0.25	0.25
γ (kN/m ³)	24	18	25	26

Barajın memba tarafında maksimum su yüksekliği 85 m, göl uzunluğu 85 m ve göl suyunun birim ağırlığı 10 kN/m³ alınarak, baraj gövdesi ve göl tabanına etkiyen hidrostatik su basıncı tekil kuvvetler halinde düğüm noktalarına etkittirildi (Şekil 5.3).

Sarıyar barajının statik analizi, en elverişsiz durum olan baraj dolu ve temel eğilebilir iken, kendi ağırlığı ve su etkisi dikkate alınarak yapıldı. Statik analizde 1-17,32,33,48,49,64



Şekil 5.2: Sarıyar Barajının İki Boyutlu Sonlu Eleman Modeli



Şekil 5.3: Sarıyar Barajına Etki Eden Hidrostatik Su Basıncı Kuvvetleri (kN)

düğüm noktaları ankastre, diğer düğüm noktalarının yatay ve düşey olmak üzere iki serbestlik derecesine sahip olduğu kabul edildi.

5.2.2 Yatay Ve Düşey Yerdeğiştirmeler

Hidrostatik su basıncı ve baraj temelının eğilebilirliği göz önüne alınarak baraj gövdesinde ve temelinde meydana gelen yatay ve düşey yerdeğiştirmeler Şekil 5.4 de verilmektedir. Bu şekildeğiştirmelerden dolayı barajın şekil değiştirmiş hali Şekil 5.5 de verilmektedir. Şekil 5.4 ve Şekil 5.5 den görüldüğü üzere hidrostatik su basıncından dolayı baraj göl tabanında oturmalar meydana gelirken, baraj yanall ötelemeye ve eğilmeye çalışmaktadır. Hidrostatik su basıncı ve temel eğilebilirliği dikkate alındığında en büyük yatay yerdeğiştirme baraj kretinde (99 nolu düğüm noktası) 7.9 mm olmaktadır. En büyük düşey yerdeğiştirme 1.81 mm ile 92 düğüm noktasında meydana gelmektedir.

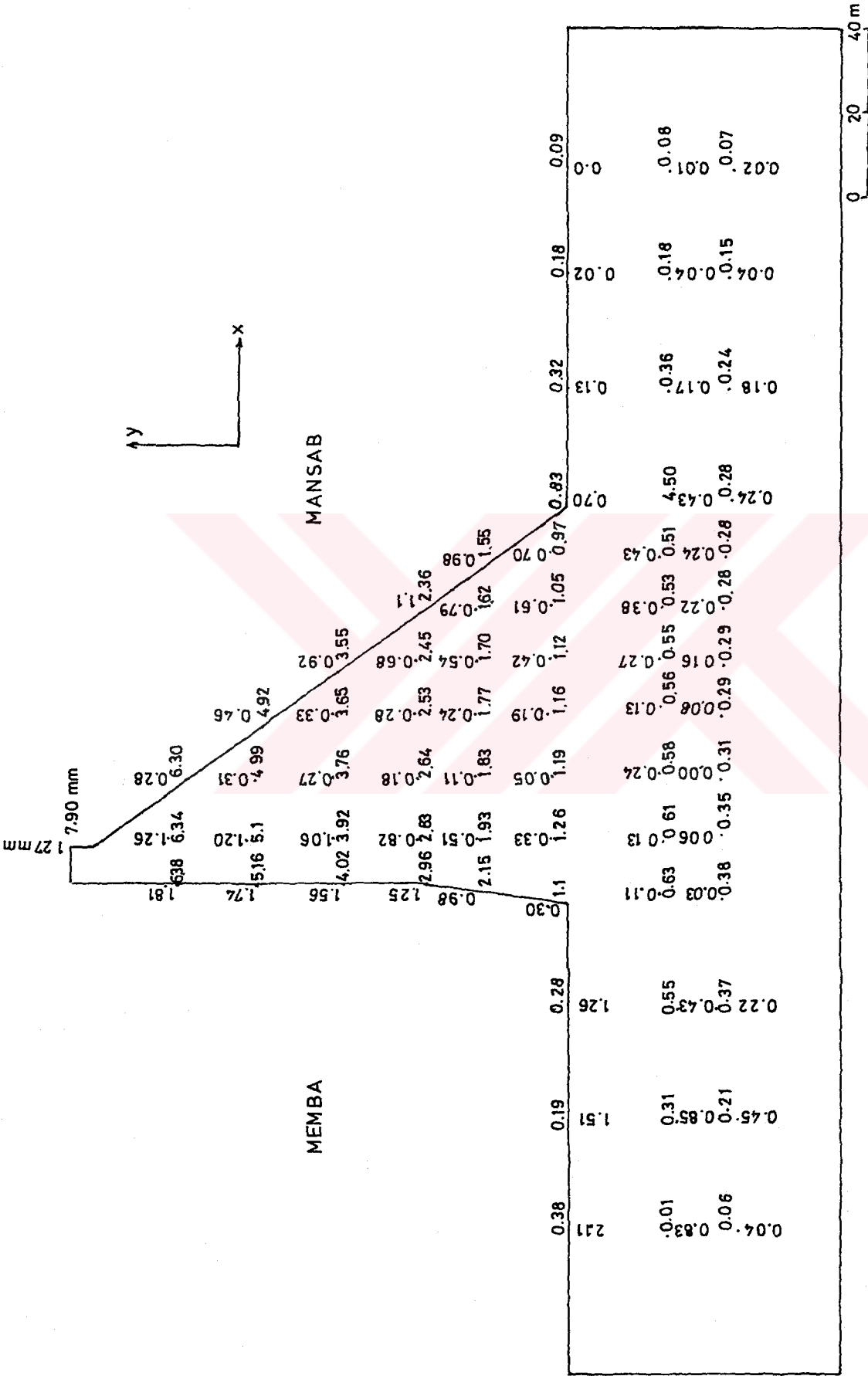
5.2.3 Normal ve Asal Gerilmeler

Baraj gövdesi ve temelinde hidrostatik su basıncı ve temel eğilebilirliği etkisiyle oluşan kayma gerilmeleri, normal gerilmeler ve asal gerilmeler sırasıyla Şekil 5.6, 5.7 ve 5.8 de verilmektedir.

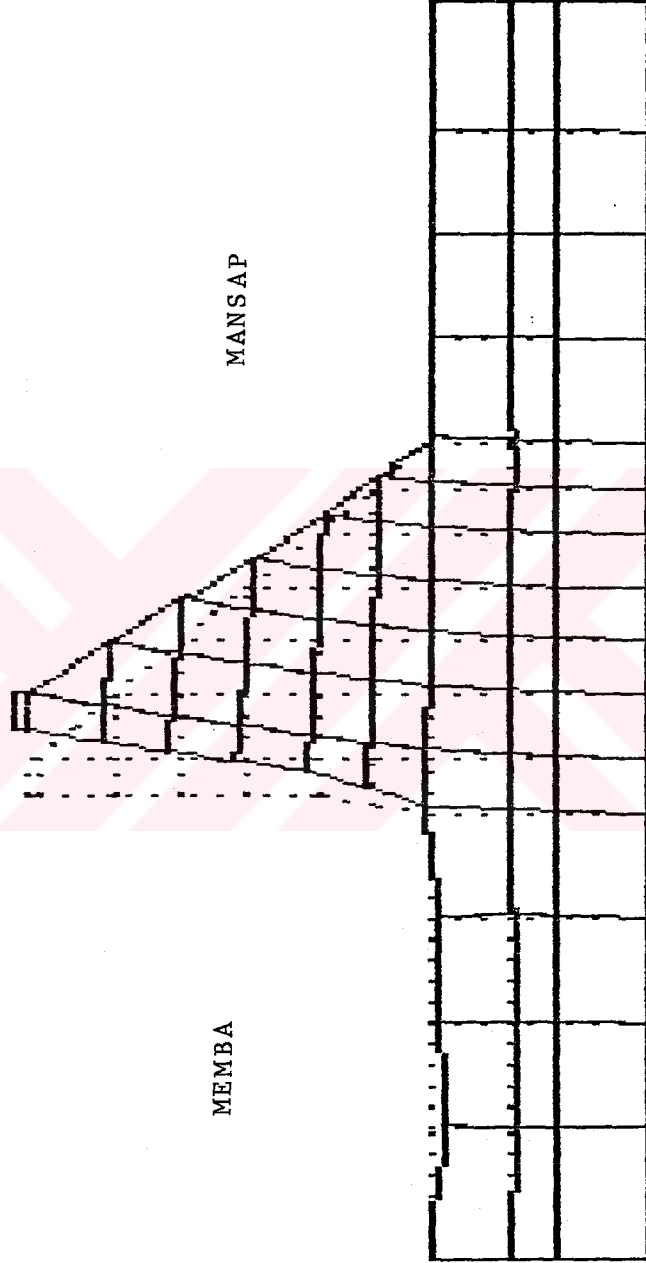
Kayma gerilmeleri genel olarak memba yüzünden mansap yüzüne doğru artmaktadır. En büyük kayma gerilmesi 706 kN/m^2 (46 nolu eleman) olarak memba topuğunda meydana gelmektedir (Şekil 5.6).

Yatay normal gerilmeler mansap yüzünde, düşey normal gerilmeler ise memba yüzünde en büyük değerlere ulaşmaktadır. Düşey normal gerilmeler memba yüzünde çekme (+), mansap yüzünde basınç (-), yatay normal gerilmeler tüm baraj gövdesinde basınç (-) değerlerini almaktadır. Memba yüzünde en büyük düşey normal gerilme $+1250 \text{ kN/m}^2$, mansap yüzünde en büyük yatay normal gerilme -1230 kN/m^2 dir (Şekil 5.7).

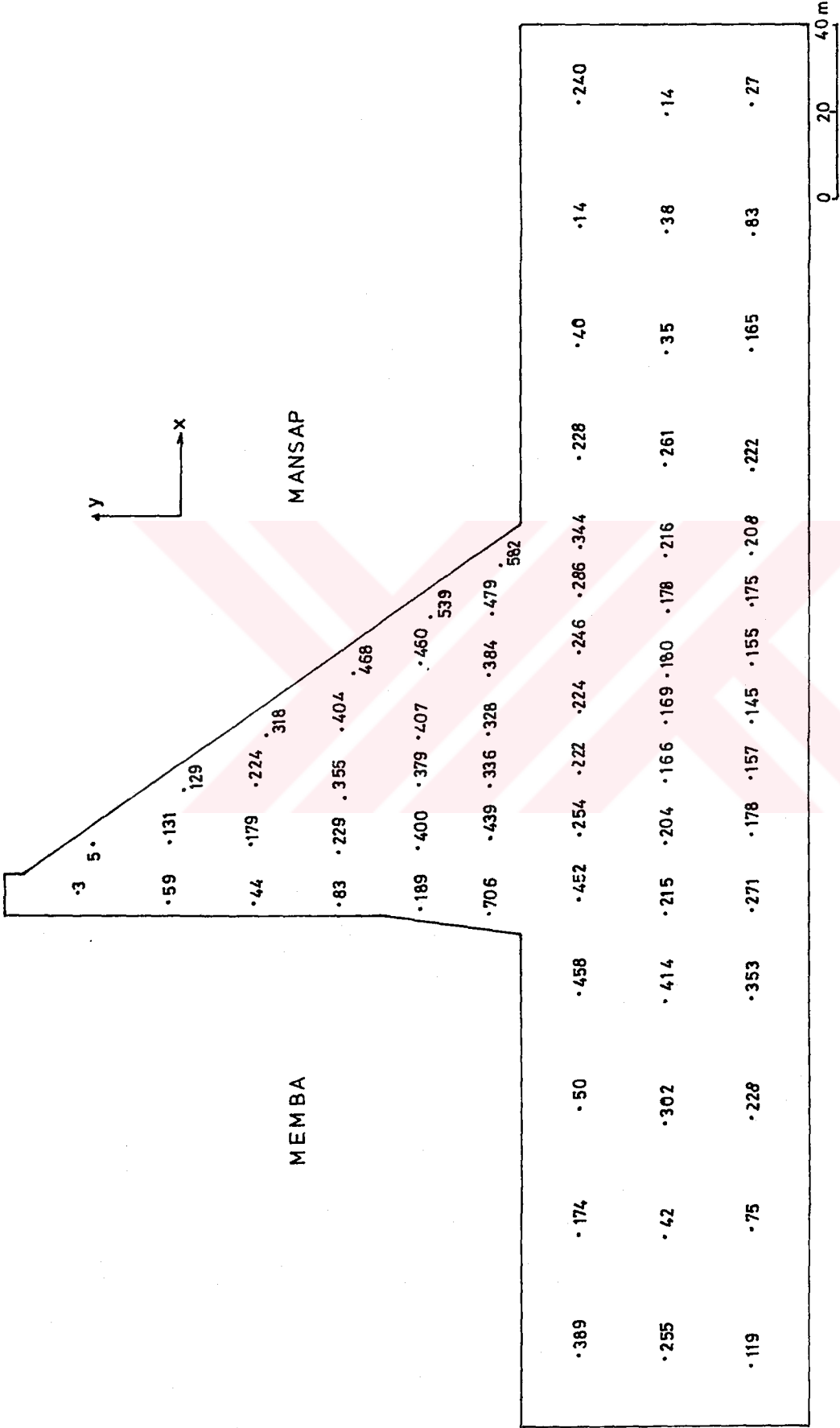
Maksimum asal gerilmeler memba yüzünde çekme (+) olarak meydana gelirken, minimum asal gerilmeler mansap yüzünde basınç



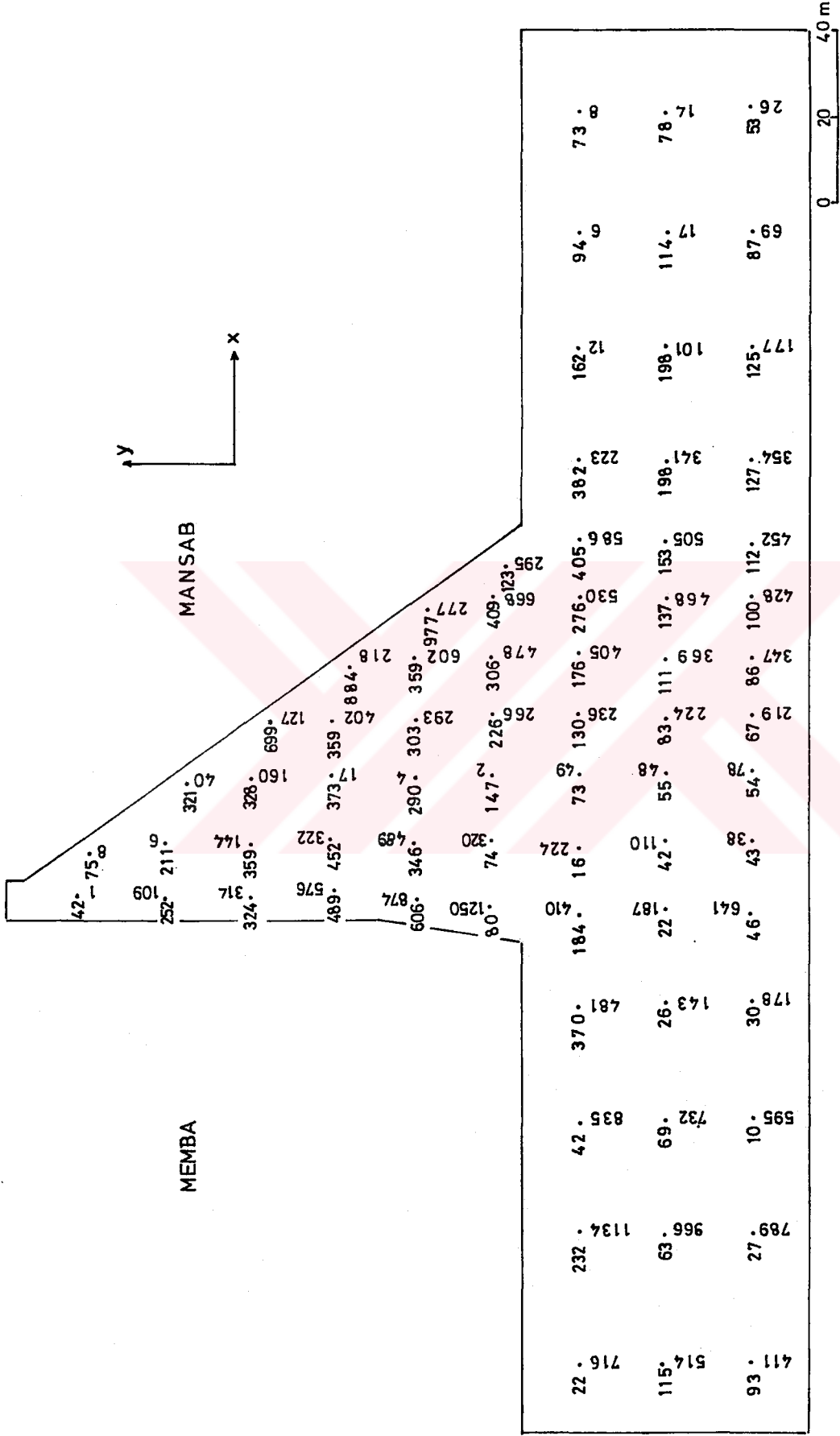
Sekil 5.4: Hidrostatik Su Basıncı ve Temel Eğilebilirliği Etkisi İle Oluşan Yatay ve Düşey Yerdeğiştirmeler (mm)



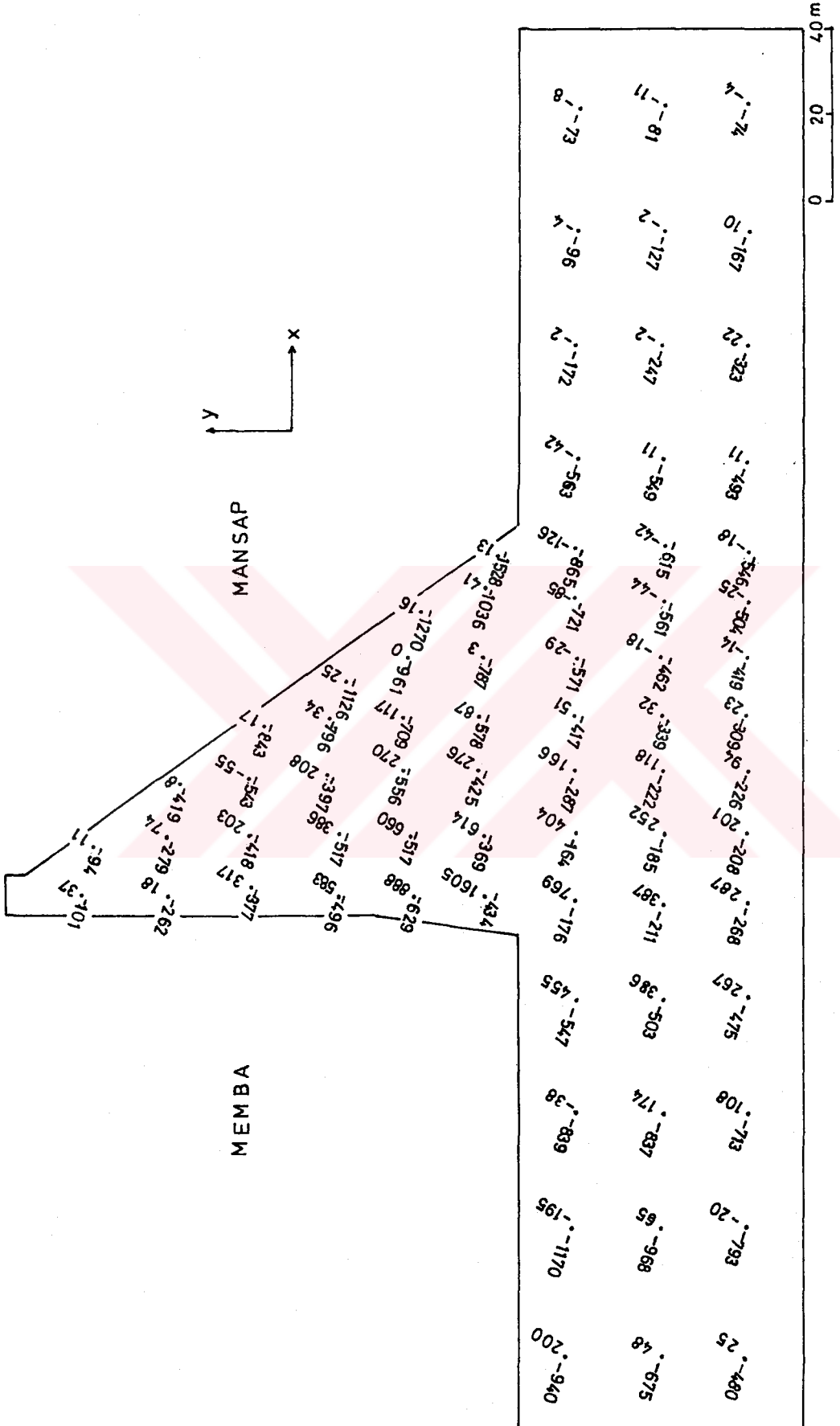
Şekil 5.5: Hidrostatik Su Basıncı ve Temel Eğilebilirliği Etkisi İle Barajın Şekli Değiştirmiş Şekli



Seki 1 5.6: Hidrostatik Su Basıncı ve Temel Eğilebilirliği Etkisi İle Oluşan Kayma Gerilmeleri (τ_{xy}) (kN/m^2)



Şekil 5.7: Hidrostatik Su Basıncı ve Temel Eğilebilirliği Etkisi İle Oluşan Normal Gerilmeler (σ_{xx}, σ_{yy}) (kN/m^2)



Şekil 5.8: Hidrostatik Su Basıncı ve Temel Eğilebilirliği Etkisi İle Oluşan Asal Gerilmeler ($\sigma_{max}, \sigma_{min}$) (kN/m^2)

(-) olarak meydana gelmektedir. Maksimum asal gerilme memba topuğunda $+1605 \text{ kN/m}^2$, minimum asal gerilme mansap topuğunda -1518 kN/m^2 olarak hesaplanmıştır (Şekil 5.8).

5.2.4 Statik Analiz Sonuçlarının Değişik Durumlar İçin Karşılaştırılması

Sarıyar barajı için Tablo 5.1'deki malzeme özellikleri ve Şekil 5.2'deki sonlu elemanlar modeli kullanılarak,

- Baraj dolu, temel eğilebilir,
- Baraj dolu, temel ankastre,
- Baraj boş, temel eğilebilir,
- Baraj boş, temel ankastre,

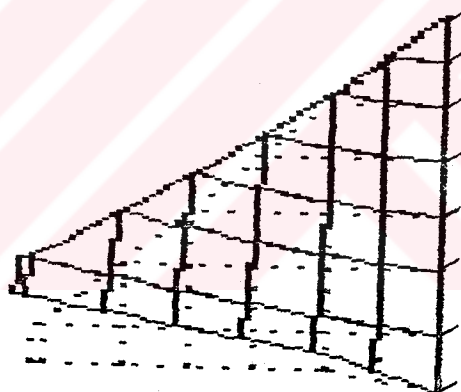
durumları dikkate alınarak statik analiz yapılmıştır.

5.2.4.1 Yerdeğiştirmelerin Karşılaştırılması

Her bir durum için barajın şekil değiştirmiş hali Şekil 5.5, 5.9, 5.10, 5.11'de verilmektedir. Temel etkisi dikkate alındığında baraj yan al ötelemeye ve eğilmeye çalışmaktadır (Şekil 5.5, 5.10). Temel ankastre kabul edildiğinde baraj sadece eğilmeye çalışmaktadır (Şekil 5.9, 5.11). Her bir durum için baraj kretinde (99 nolu düğüm noktası) meydana gelen yatay ve düşey yerdeğiştirmeler Tablo 5.2'de verilmektedir. Tablo 5.2'den görüleceği gibi en büyük yatay yerdeğiştirme baraj dolu ve temel eğilebilir iken 7.90 mm olarak baraj kretinde meydana gelmektedir.

Tablo 5.2: Değişik Durumlar İçin Yatay ve Düşey Yerdeğiştirmelerin Karşılaştırılması

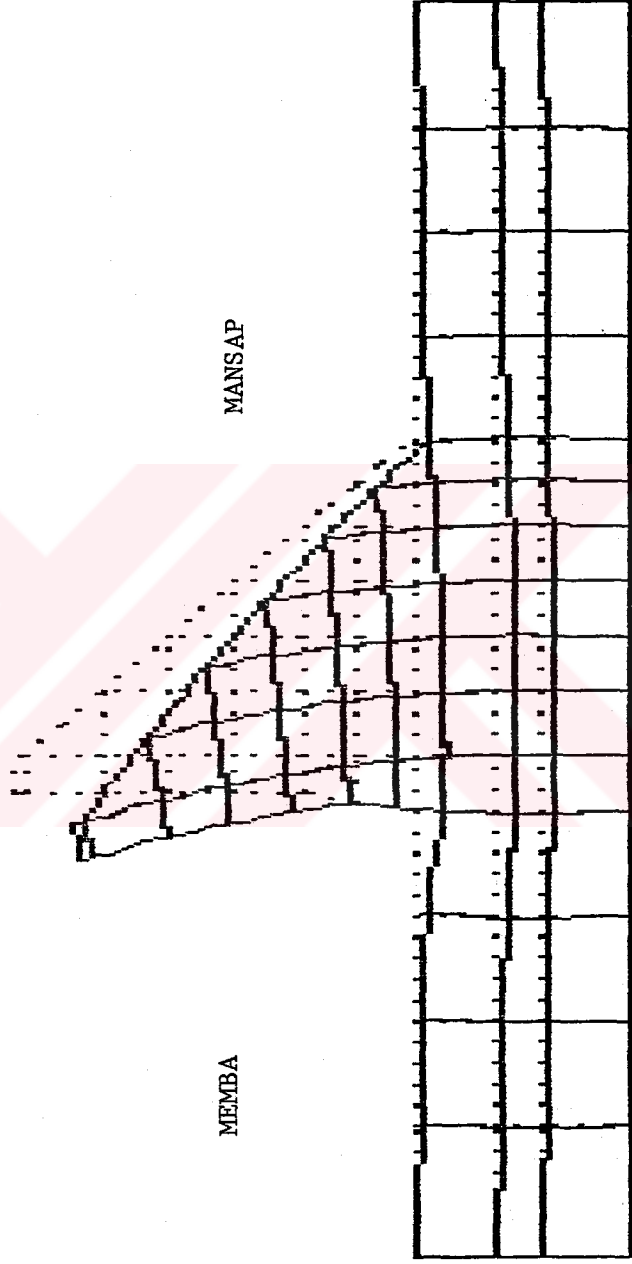
Durum	Baraj kretindeki yerdeğiştirmeler (99 nolu düğüm noktası) (mm)	
	Yatay	Düşey
Baraj dolu Temel eğilebilir	7.90	1.27
Baraj dolu Temel ankastre	5.17	1.03
Baraj boş Temel eğilebilir	-4.64	-4.94
Baraj boş Temel ankastre	-3.16	-2.42



MANSAP

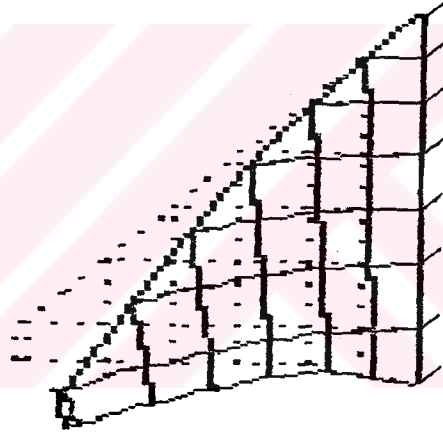
MEMBA

Şekil 5.9: Baraj Dolu-Temel Ankastre İken Barajın Sekil-değiştirmiş Şekli



Şekil 5.10: Baraj Boş-Temel Eğilebilir İken Barajın Şekildeğiştirmiş Şekli

MANSAP



MEMBA

Şekil 5.11: Baraj Boş-Temel Ankastre İken Barajın Şekildeğiştirmiş Şekli

5.2.4.2 Normal ve Asal Gerilmelerin Karşılaştırılması

Dört ayrı durum için barajın memba ve mansap topuklarında meydana gelen kayma, normal ve asal gerilmeler Tablo 5.3 de verilmektedir. Tablo 5.3 den görüleceği gibi en büyük gerilmeler en elverişsiz durum olan baraj dolu ve temel eğilebilir iken meydana gelmektedir.

Tablo 5.3: Baraj Memba ve Mansap Topuğunda Çeşitli Durumlar İçin Gerilmelerin Karşılaştırılması

Yer	Durum	Kayma Gerilmeleri (kN/m ²)	Normal Gerilmeler (kN/m ²)		Asal Gerilmeler (kN/m ²)	
		τ_{xy}	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_{max}	σ_{min}
Memba topuğu (46 nolu eleman)	Baraj dolu Temel eğilebilir	705.9	-80.0	1250.0	1605.	-434.4
	Baraj dolu Temel ankastre	603.2	-240.8	1191.2	1428.3	-477.8
	Baraj boş Temel eğilebilir	-393.4	-279.3	-2017.0	-189.7	-2106.5
	Baraj boş Temel ankastre	-182.3	-255.0	-1685.3	-102.7	-1706.5
Mansap topuğu (52 nolu eleman)	Baraj dolu Temel eğilebilir	582.4	-1229.9	-295.4	-12.6	-1512.8
	Baraj dolu Temel ankastre	390.6	-523.0	-242.2	39.4	-804.6
	Baraj boş Temel eğilebilir	191.9	-271.8	-162.3	-16.3	-417.8
	Baraj boş Temel ankastre	61.7	-47.3	-104.3	-0.3	-150.8

BÖLÜM 6

BETON AĞIRLIK BARAJLARIN DİNAMİK ÇÖZÜMÜ

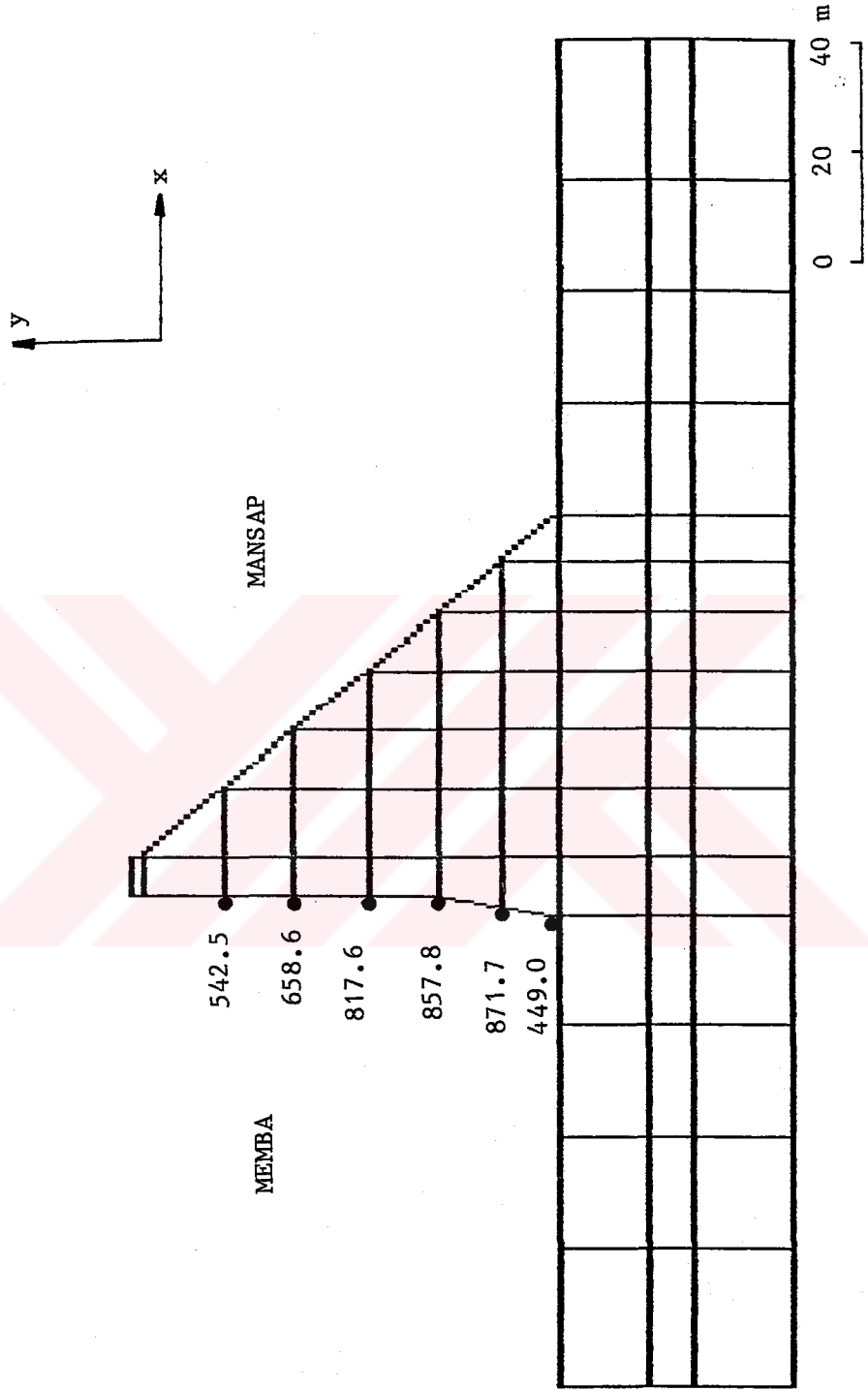
6.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Dinamik Analiz

Sonlu elemanlar yöntemi ile dinamik analiz baraj temelini eğilebilirliği ve hidrodinamik su etkisi dikkate alınarak yapıldı. Dinamik analiz için Şekil 5.2 deki Sarıyar barajının sonlu eleman modeli kullanıldı. Malzemenin davranışı lineer elastik kabul edilerek statik analizdeki malzeme özelliklerine ilave olarak Tablo 6.1 de verilen birim kütle (ρ) değeride alınmıştır.

Tablo 6.1: Dinamik Analiz için Kullanılan ρ Değeri

Malzeme Özellikleri	Baraj betonu	Temel zemini		
		1.tabaka	2.tabaka	3.tabaka
ρ ($\text{kN.sn}^2/\text{m}^4$)	2.4	1.8	2.5	2.6

Barajlara etkiyen hidrodinamik kuvveti belirlemek için Westergaard tarafından geliştirilen suyun dinamik kütle dağılımı Şekil 2.2 de verilmektedir. Baraj gölü suyunun birim ağırlığı 10 kN/m^3 alınarak, Şekil 2.2 deki suyun dinamik kütle dağılımı, tekil kütleler halinde barajın memba yüzündeki düşüm noktaları kütlelerine x ve y yönlerinde eklenerek suyun hidrodinamik etkisi dikkate alındı (Şekil 6.1). Sarıyar barajının dinamik analizinde temel eğilebilir düşünülerek, 1-17,32,33,48, 49, 64 düşüm noktaları ankastre, diğer düşüm noktalarında yatay ve düşey olmak üzere iki serbestlik derecesi alındı.



Şekil 6.1: Sarıyar Barajına Etki Eden Hidrodinamik Tekil Kütle Dağılımı (kN.sn²/m)

6.1.1 Doğal Frekans ve Modlar

Barajın doğal frekans ve modları hidrodinamik etki ve temel eğilebilirliği dikkate alınarak ilk beş mod için iterasyon metodu (the suspace iteration method) kullanılarak hesaplandı. Her bir mod için hesaplanan periyot, açısal frekans ve frekanslar Tablo 6.2 de verilmektedir. Bulunan periyotlar barajlar için istenen bir saniyenin altındadır. Her bir periyoda karşılık gelen mod şekilleri Şekil 6.2 de verilmektedir.

Tablo 6.2: Hidrodinamik Etki ve Temel Eğilebilirliği Dikkate Alınarak Sarıyar Barajının Periyot, Frekans ve Açısal Frekansları

Mod No	Periyot (sn)	Frekans (Hz)	Açısal frekans (rad/sn)
1	0.307	3.26	20.48
2	0.143	6.99	43.92
3	0.116	8.62	54.16
4	0.083	12.05	75.71
5	0.062	16.13	101.35

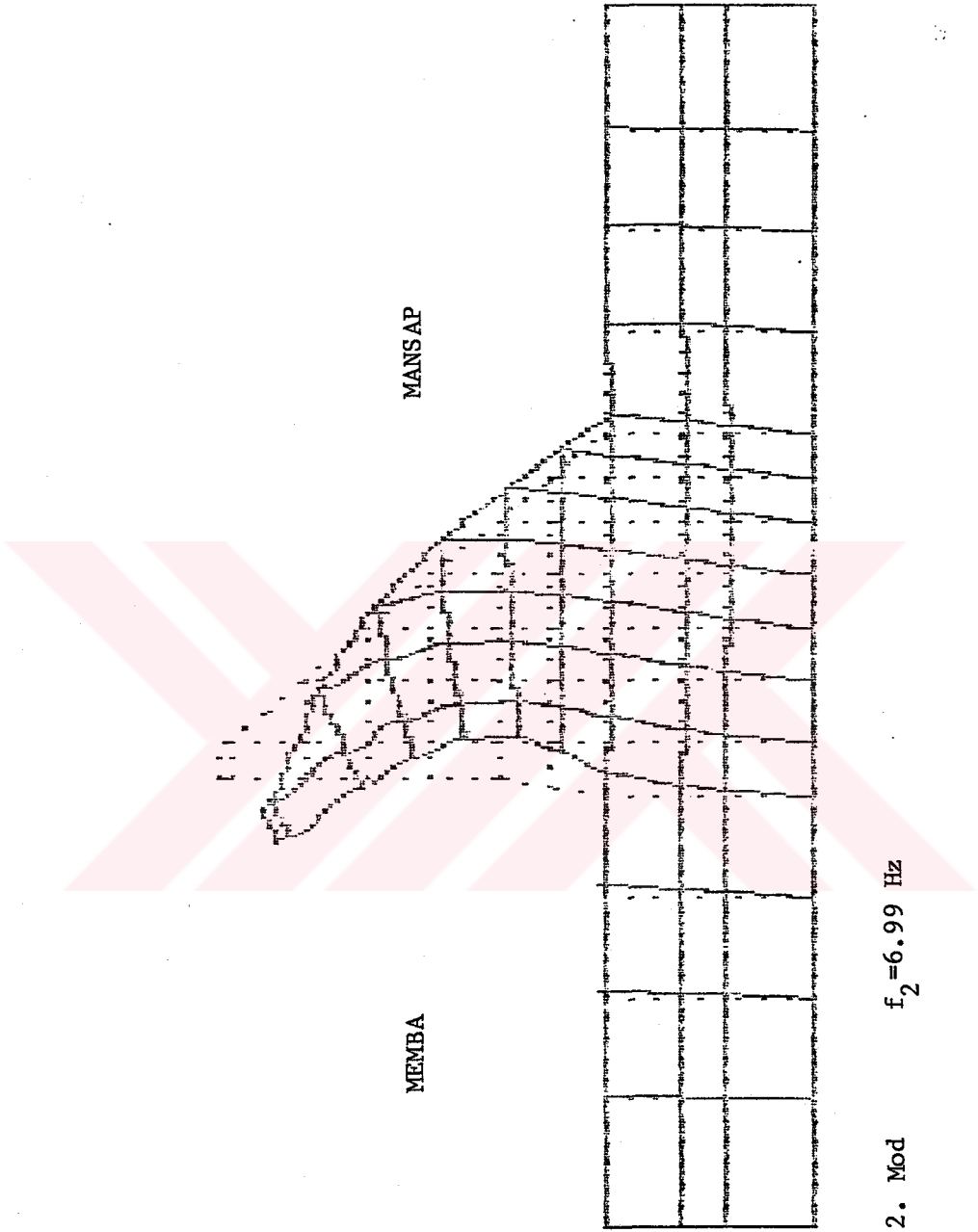
6.1.2 Beton Ağırlık Barajların Depreme Karşı Davranışı

Sarıyar barajının depreme karşı davranışının belirlenebilmesi amacı ile Housner tarafından elde edilmiş ortalama ivme spektrumu kullanılmıştır (Şekil 3.5). Dinamik analiz için kayalık zeminlerde oluşması mümkün deprem türüne örnek teşkil etmesi açısından 1940 El-Centro depremi seçilmiştir. Bu depremin kuzey-güney bileşeni için 0.33 g maksimum yer ivmesi alınmıştır (Şekil 3.3).

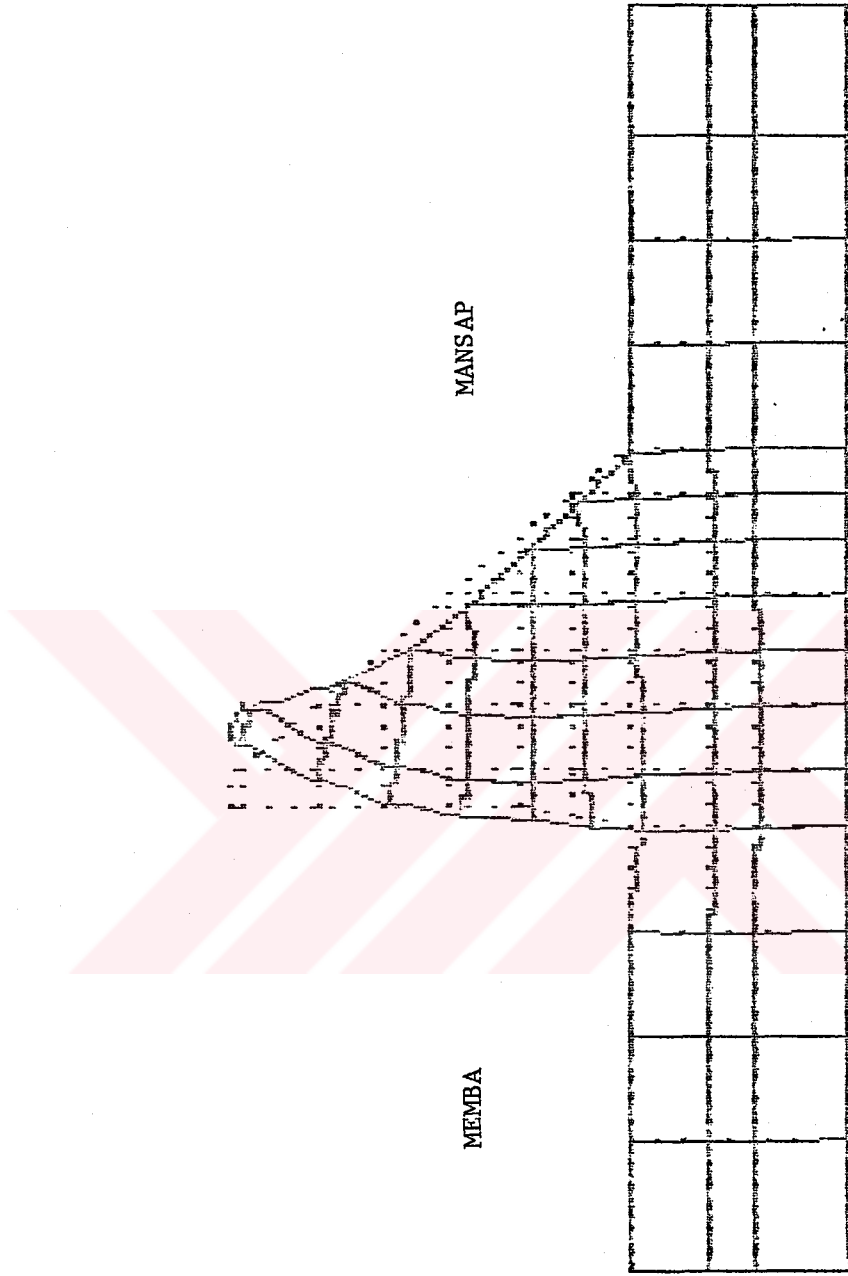
Barajda 1940 El-Centro depreminin 0.33 g maksimum yer ivmesinden dolayı oluşan mutlak yerdeğiştirme ve gerilmeler, %5 sönüm oranı kullanılarak Bölüm 3.2.2.1 de verilen CQC (Complete Quadratic Combination) yöntemiyle hesaplandı.



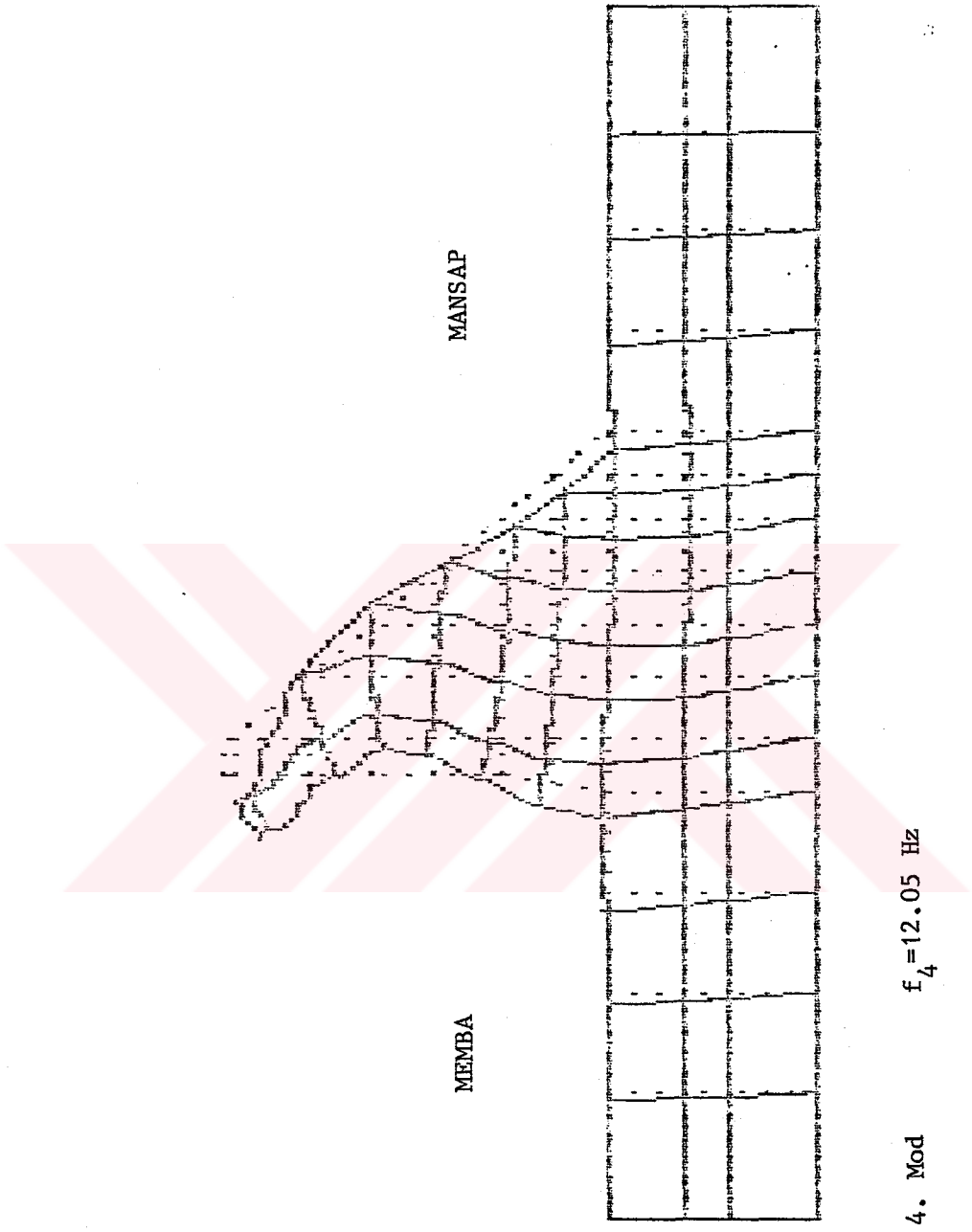
1. Mod $f_1 = 3.26 \text{ Hz}$



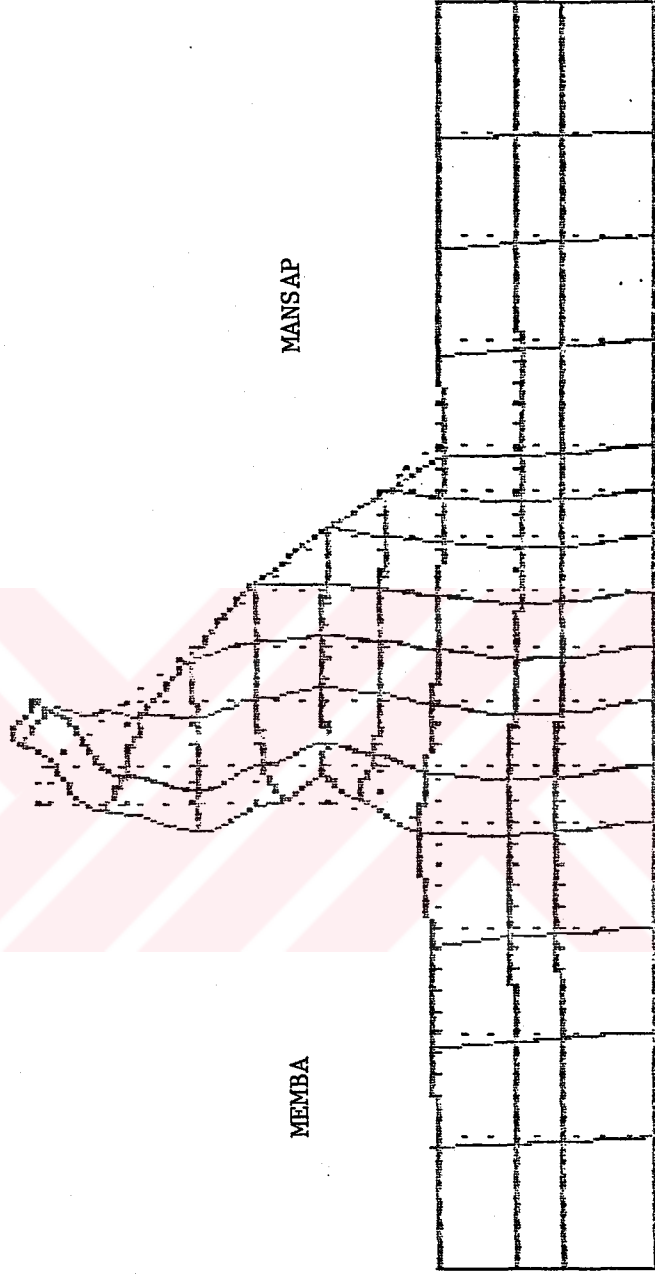
2. Mod $f_2 = 6.99$ Hz



3. Mod $f_3 = 8.62 \text{ Hz}$



4. Mod $f_4 = 12.05 \text{ Hz}$



Şeki1 6.2: Hidrodinamik Etki ve Temel Eğilebilirliği Dikkate Alınarak Sarıyar Barajının Mod Şekilleri

6.1.2.1 Yatay ve Düşey Mutlak Yerdeğiştirmeler

Hidrodinamik etki ve temel eğilebilirliği dikkate alınarak Sarıyar barajı gövdesi ve temelinde meydana gelen mutlak yatay ve düşey yerdeğiştirmeler Şekil 6.3 de verilmektedir. En büyük mutlak yatay yerdeğiştirme baraj kretinde 23.6 mm olarak meydana gelmektedir.

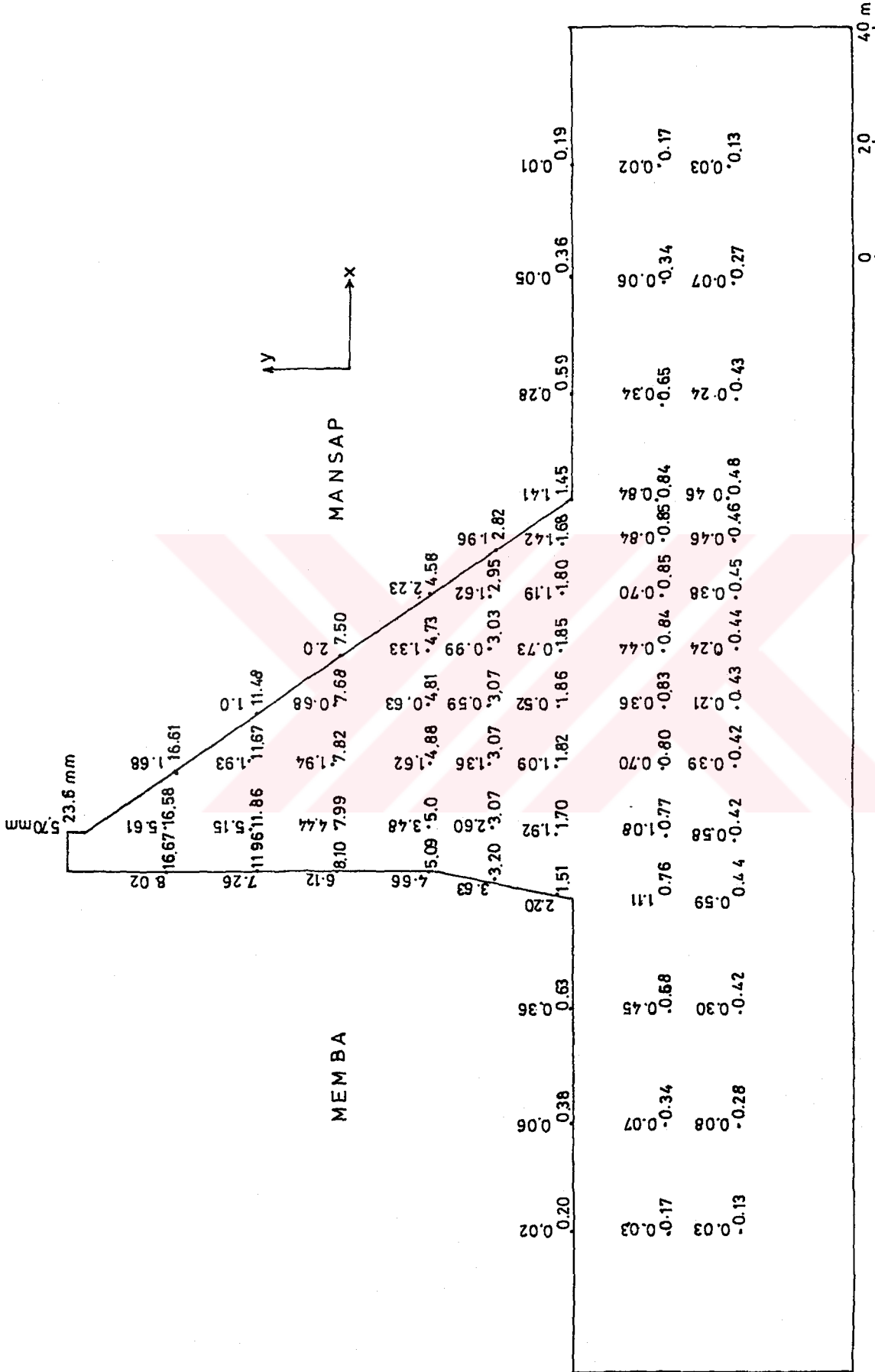
6.1.2.2 Dinamik Kayma ve Normal Gerilmeler

Hidrodinamik su etkisi ve temel eğilebilirliği dikkate alınarak baraj gövdesi ve temelinde meydana gelen kayma gerilmeleri Şekil 6.4 de gösterilmektedir. Baraj gövdesindeki kayma gerilmeleri memba yüzünden mansap yüzüne doğru artarak mansap topuğunda gerilme yığılmaları oluşmaktadır. En büyük kayma gerilmesi barajın mansap yüzünde 1290 kN/m^2 olarak meydana gelmektedir.

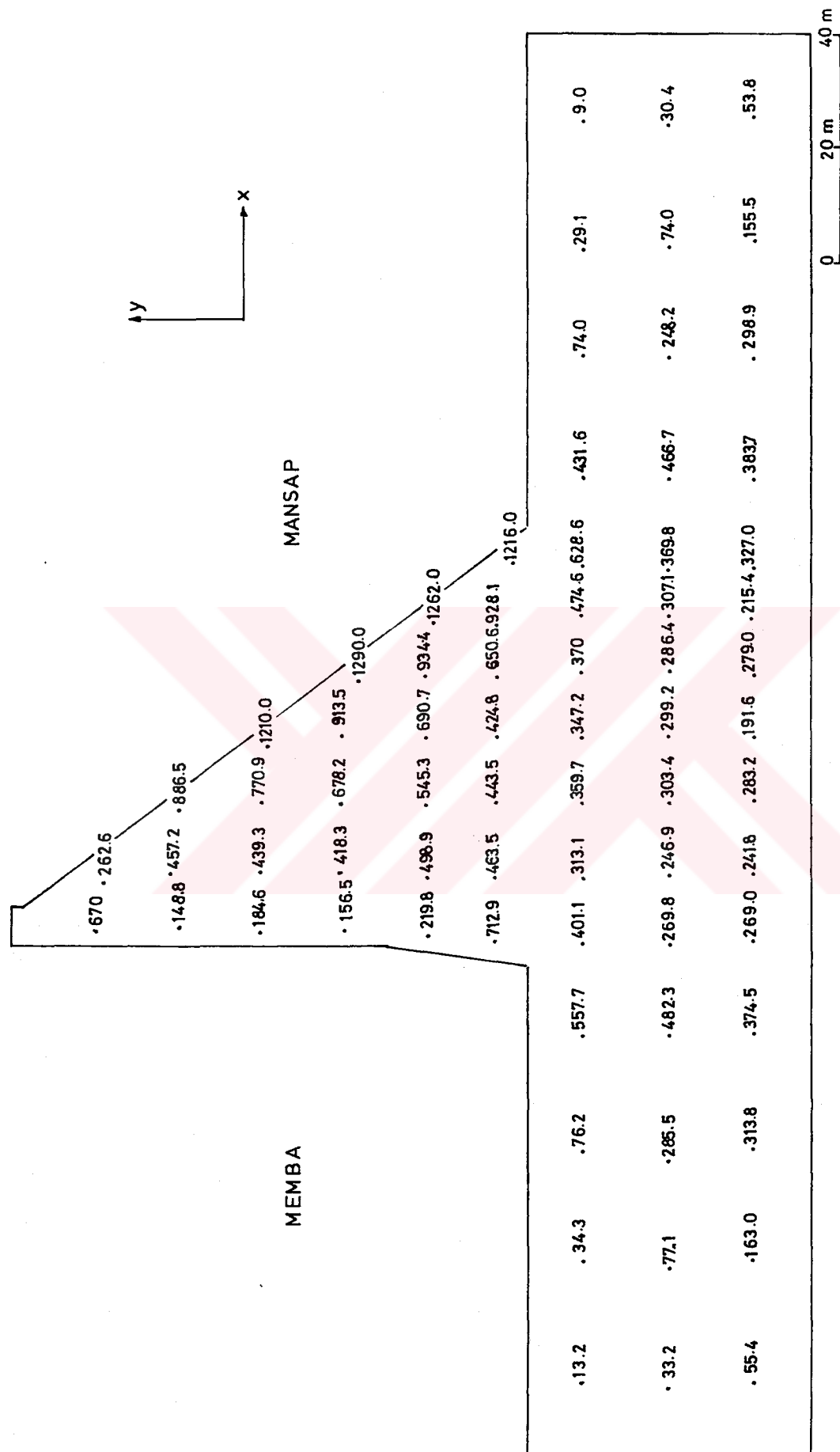
Baraj gövde ve temelinde oluşan normal gerilmeler Şekil 6.5 de gösterilmektedir. Normal gerilmeler memba yüzünden orta kısma doğru azalmakta, orta kısımdan mansap yüzüne doğru artarak memba ve mansap topuklarında gerilme yığılmaları oluşmaktadır. En büyük düşey ve yatay normal gerilmeler sırasıyla memba topuğunda 3237 kN/m^2 , mansap topuğunda 2409 kN/m^2 olarak meydana gelmektedir.

6.1.3 Zemin Hacmi ve Frekans İlişkisi Üzerine Parametrik Çalışma

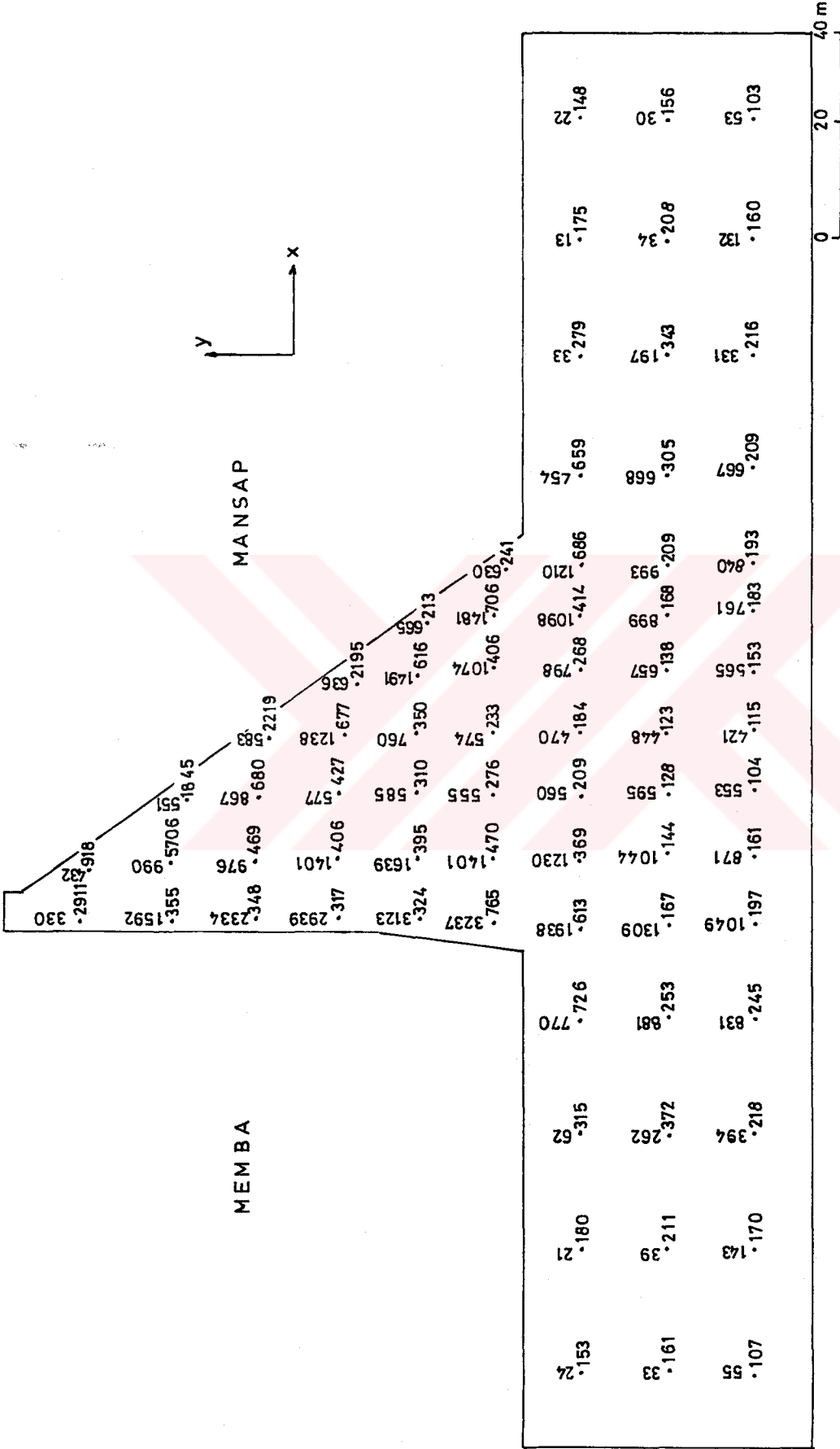
Seçilen zemin hacminin frekanslara etkisini belirleyebilmek için barajın dolu olduğu kabul edilerek aynı malzeme özellikleri için çeşitli yatay ve düşey zemin derinlikleri dikkate alınarak oluşan ilk beş frekans hesaplandı (Tablo 6.3). Tablo 6.3 den görüleceği gibi yatay zemin etkisi düşey zemin etkisine göre frekanslar üzerinde daha az etkili olmaktadır. Baraj temeli ankastre kabul edildiğinde bulunan frekanslar diğer durumlara göre bulunan frekanslardan daha büyük olduğu Şekil 6.6 dan görülmektedir. Bu nedenle, titreşen yapının enerjisinin zemin içinde dağılım göstermesi için temel zemininin dikkate alınması gerekir.



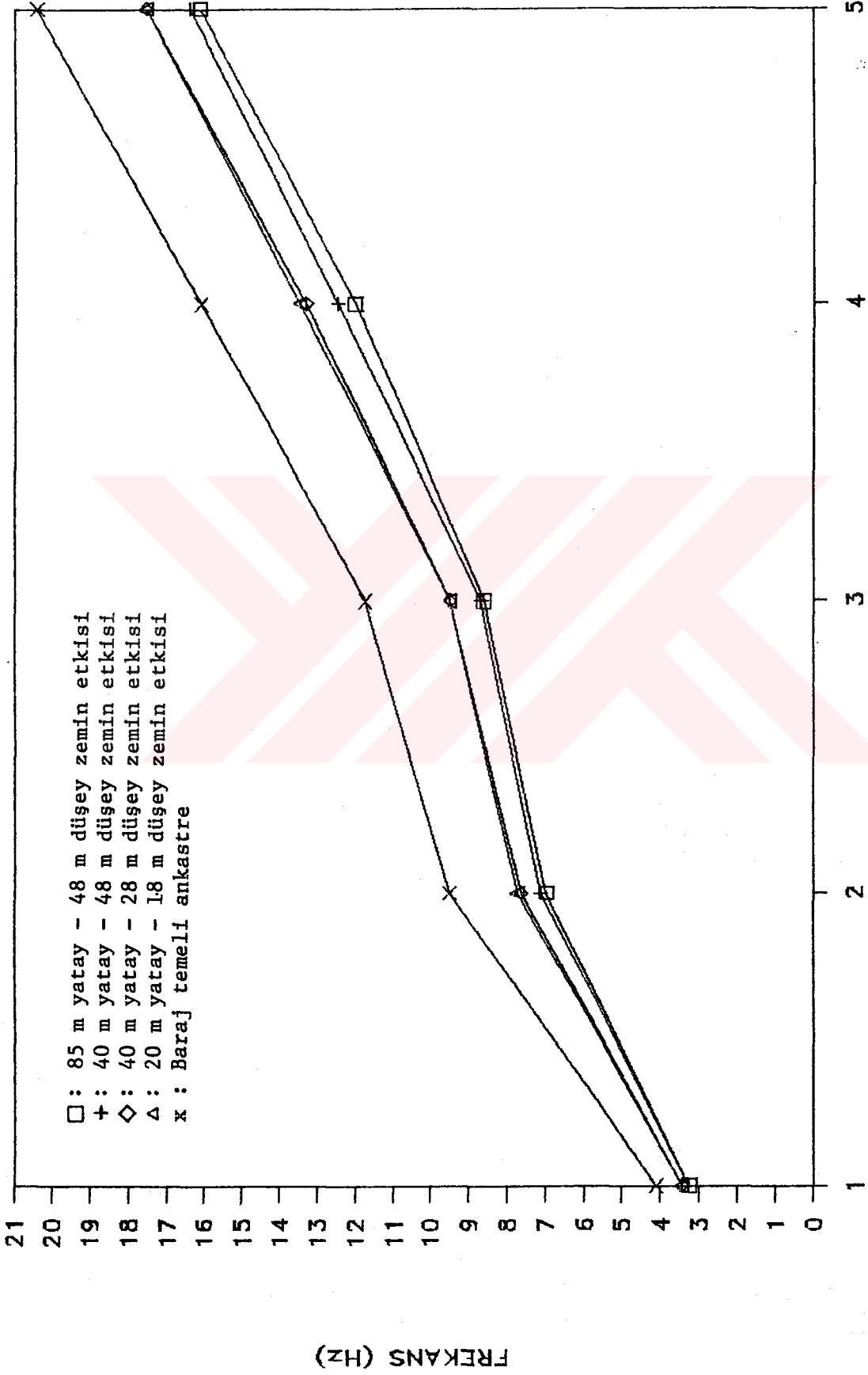
Sekil 6.3: Hidrodinamik Etki ve Temel Eğilebilirliği Dikkate Alınarak 1940 El-Centro Depreminin 0.33 g Maksimum Yer İvmesinden Dolayı Baraj Gövdesi ve Temelinde Oluşan Yatay ve Düşey Mutlak Yerdeğiştirmeler (mm)



Sekil 6.4: Hidrodinamik Etki ve Temel Eğilebilirliği Dikkate Alınarak 1940 El-Centro Depreminin $0.33g$ Maksimum Yer İvmesinden Dolayı Baraj Gövdesi ve Temelinde Oluşan Kayma Gerilmeleri (τ_{xy}) (kN/m^2)



Sekil 6.5: Hidrodinamik Etki ve Temel Eğilebilirliği Dikkate Alınarak 1940 El-Centro Depreminin 0.33 g Maksimum Yer İvmesinden Dolayı Baraj Gövdesi ve Temelinde Oluşan Normal Gerilmeler (σ_x, σ_y) (kN/m²)



Sekil 6.6: Değişik Zemin Hacimleri için Hesaplanan Frekansların Karşılaştırılması

Tablo 6.3: Seçilen Değişik Zemin Hacimleri İçin Hesaplanan Frekanslar (Hz)

Frekans Numaraları (Hz)	Etkili Zemin Hacmi				
	85 m yatay 48 m düşey	40 m yatay 48 m düşey	40 m yatay 28 m düşey	20 m yatay 18 m düşey	Temel Ankastre
1	3.26	3.28	3.44	3.46	4.12
2	6.99	7.14	7.63	7.75	9.52
3	8.62	8.70	9.52	9.52	11.76
4	12.05	12.50	13.33	13.51	16.13
5	16.13	16.39	17.54	17.54	20.41

6.1.4 Dinamik Analiz Sonuçlarının Değişik Durumlar İçin Karşılaştırılması

Sarıyar barajının Tablo 5.1 deki malzeme özellikleri, Şekil 5.2 deki sonlu eleman modeli ve 1940 El-Centro depreminin 0.33 g maksimum yer ivmesi kullanılarak;

- Baraj dolu, temel eğilebilir,
- Baraj dolu, temel ankastre,
- Baraj boş, temel eğilebilir,
- Baraj boş, temel ankastre,

dört ayrı duruma göre dinamik analizi yapılmaktadır.

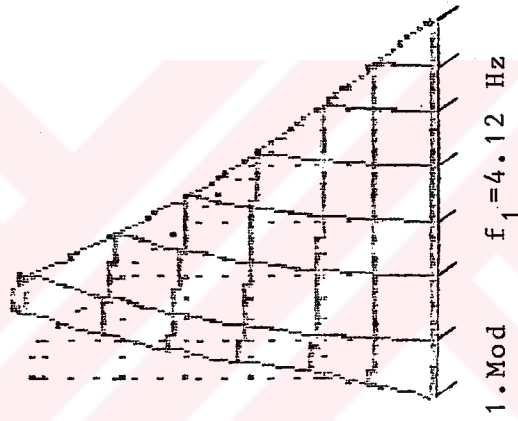
6.1.4.1 Doğal Frekans ve Modların Karşılaştırılması

Her bir durumun periyot, frekans ve açısal frekansları Tablo 6.4 de karşılaştırılmaktadır. En büyük periyot baraj dolu ve temel eğilebilir iken 0.307 saniye olarak meydana gelmektedir. Her bir durum için mod şekilleri Şekil 6.2, 6.7, 6.8 ve 6.9 da verilmektedir.

Tablo 6.4: Değişik Durumlar İçin Periyot, Frekans ve Açısal Frekansların Karşılaştırılması

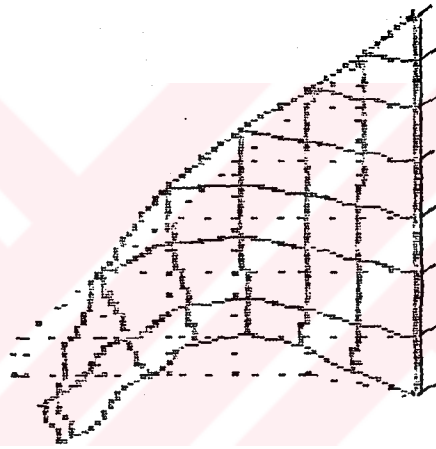
Durum	Mod No	Periyot (sn)	Frekans (Hz)	Açısal Frekans (rad/sn)
Baraj dolu Temel eğilebilir	1	0.307	3.26	20.48
	2	0.143	6.99	43.92
	3	0.116	8.62	54.16
	4	0.083	12.05	75.71
	5	0.062	16.13	101.35
Baraj dolu Temel ankastre	1	0.243	4.12	25.89
	2	0.105	9.52	59.82
	3	0.085	11.76	73.89
	4	0.062	16.13	101.35
	5	0.049	20.41	128.24
Baraj boş Temel eğilebilir	1	0.242	4.13	25.95
	2	0.113	8.85	55.61
	3	0.101	9.90	62.20
	4	0.077	13.89	87.27
	5	0.054	18.52	116.36
Baraj boş Temel ankastre	1	0.192	5.21	32.74
	2	0.081	12.35	77.60
	3	0.070	14.29	89.79
	4	0.047	21.28	133.71
	5	0.032	31.25	196.35

MANSAP



MEMBA

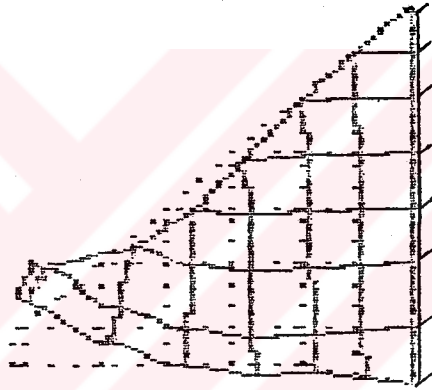
MANSAP



2. Mod $f_2 = 9.52 \text{ Hz}$

MEMBA

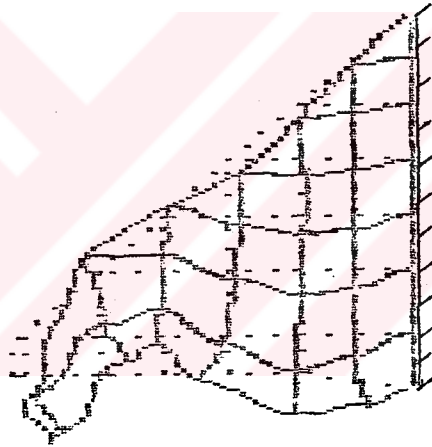
MANSAP



3. Mod $f_3 = 11.76 \text{ Hz}$

MEMBA

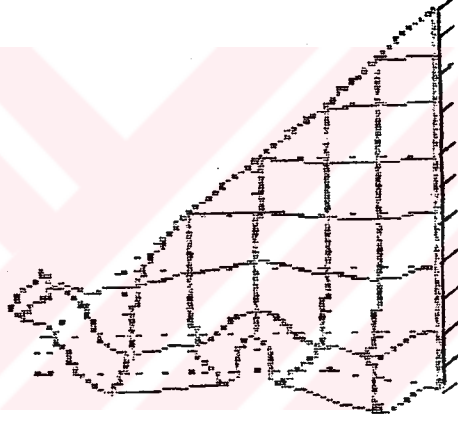
MANSAP



4. Mod $f_4 = 16.13 \text{ Hz}$

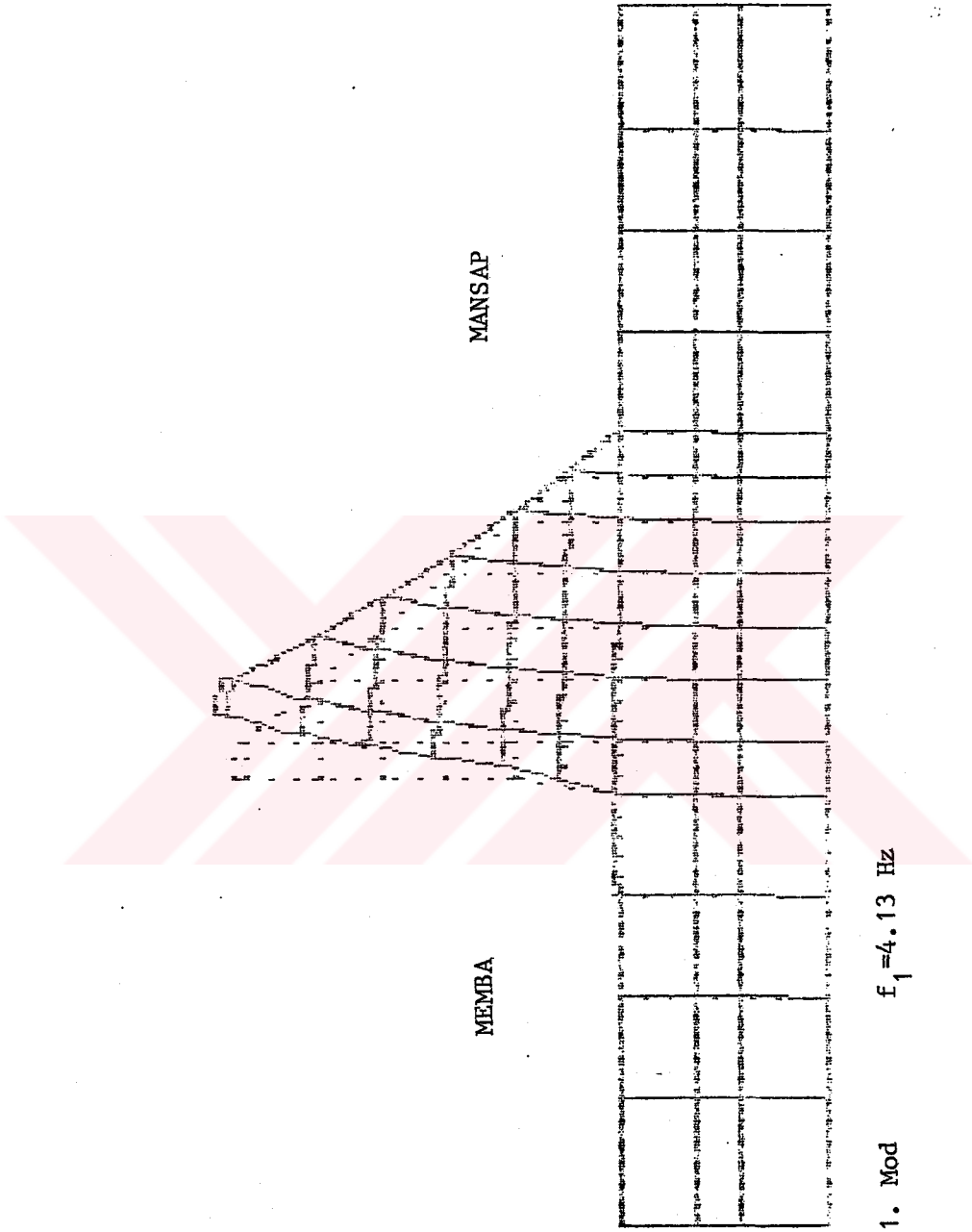
MEMBA

MANSAP

5. Mod $f_5 = 20.41$ Hz

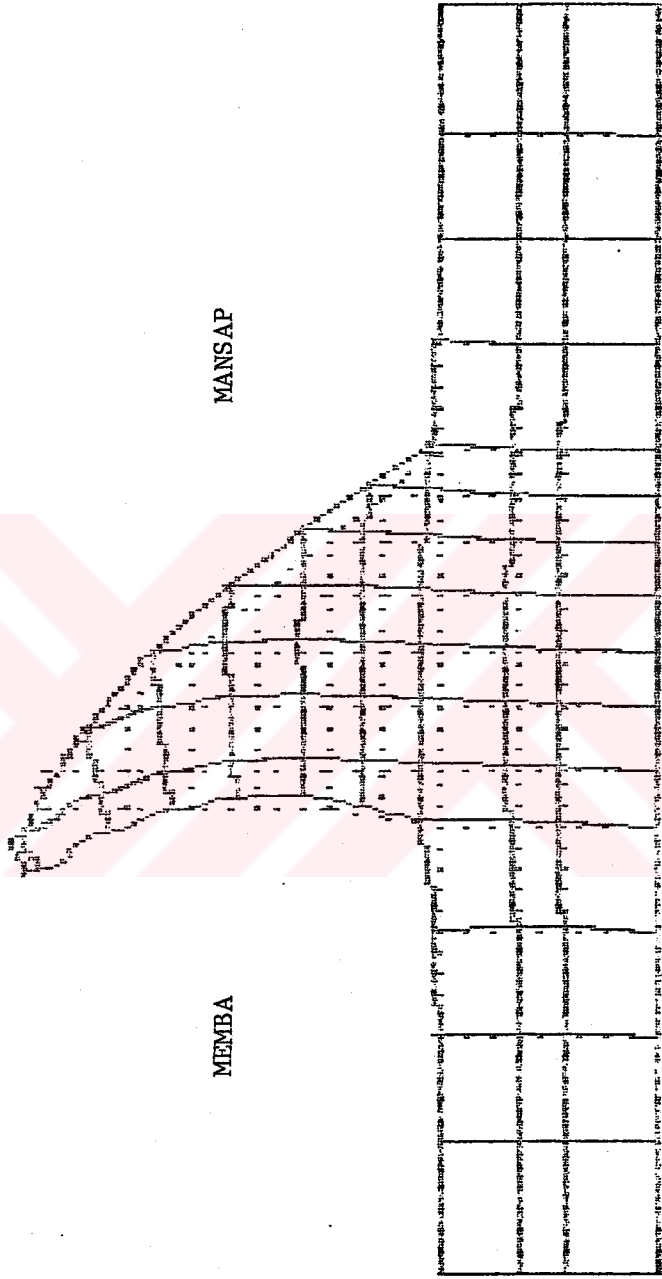
MEMBA

Şekil 6.7: Hidrodinamik Etki ve Temelin Ankastre Olduğu Dikkate Alınarak Sarıyar Barajının Mod Şekilleri

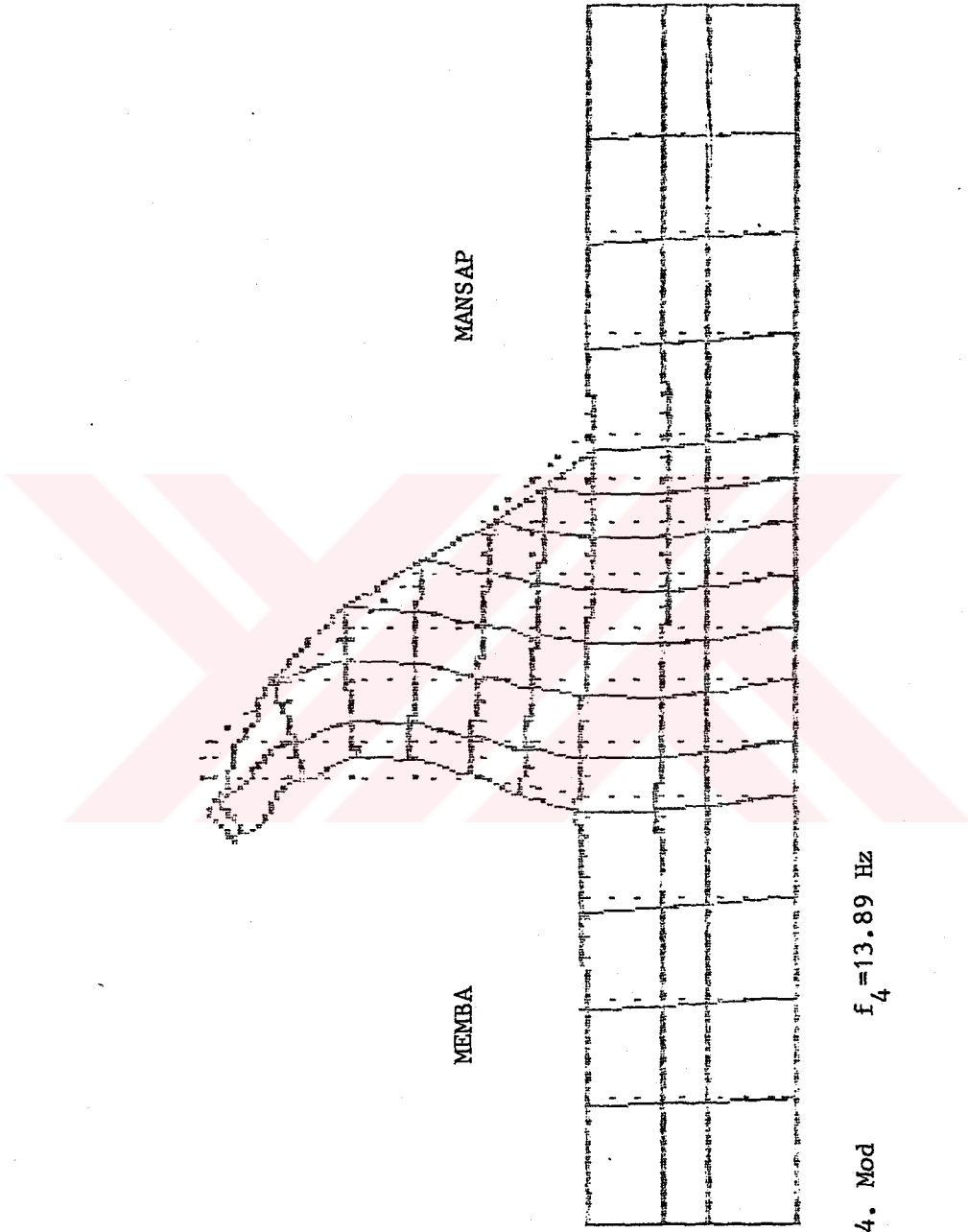




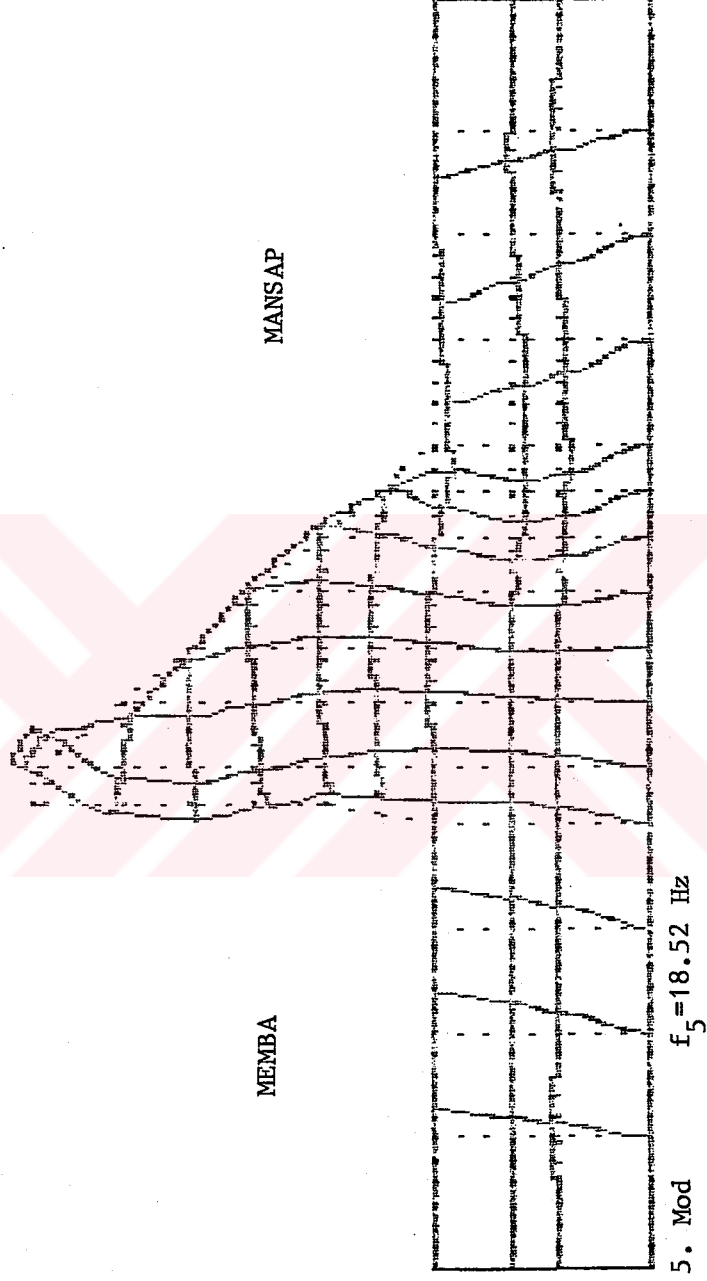
2. Mod $f_2 = 8.85 \text{ Hz}$



3. Mod $f_3 = 9.90 \text{ Hz}$

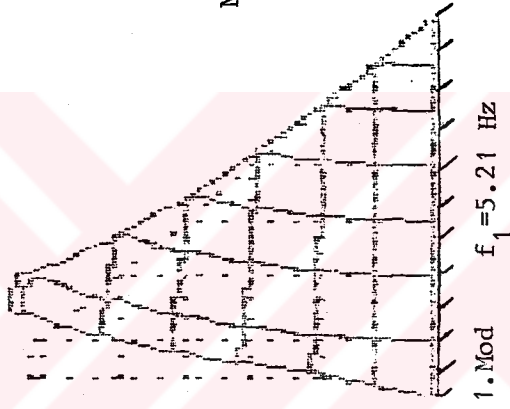


4. Mod $f_4 = 13.89 \text{ Hz}$



Şekil 6.8: Baraj Boş ve Temel Eğilebilir İken Sarıyar Barajının Mod Şekilleri

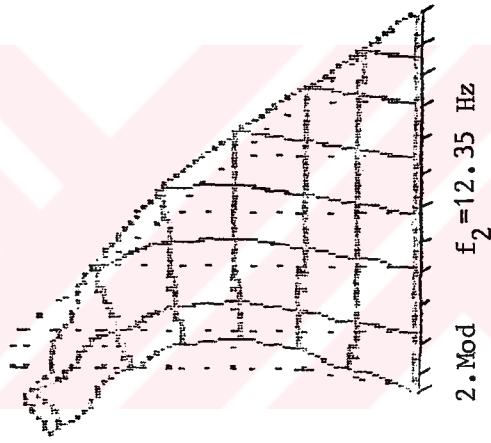
MANSAP



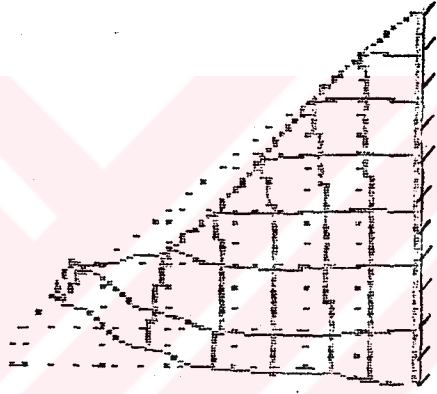
MEMBA

MANSAP

MEMBA



MANSAP



3. Mod $f_3 = 14.29$ Hz

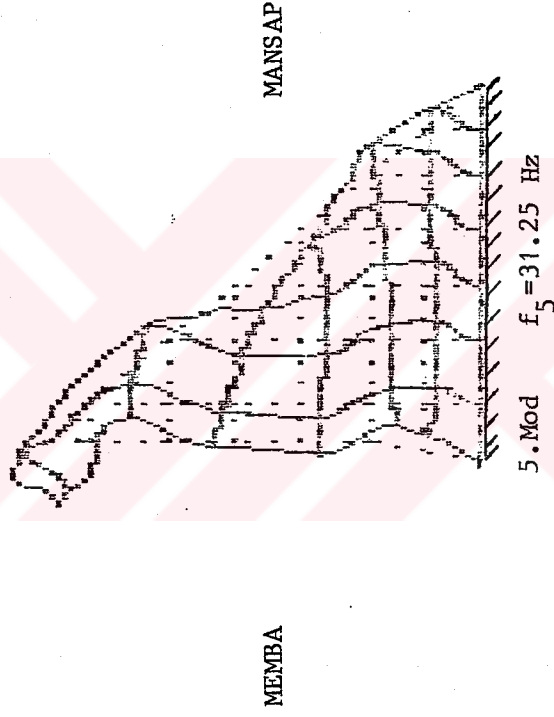
MEMBA

MANSAP



4. Mod $f_4 = 21.28 \text{ Hz}$

MEMBA



Şekil 6.9: Baraj Boş ve Temel Ankastre İken Sarıyar Barajının Mod Şekilleri

6.1.4.2 Yatay ve Düşey Mutlak Yerdeğiştirmelerin Karşılaştırılması

Dört ayrı durum için baraj kretinde meydana gelen yatay ve düşey mutlak yerdeğiştirmeler Tablo 6.5 de verilmektedir. Bu tablodan görüleceği gibi en elverişsiz durum barajın dolu ve temelin eğilebilir olduğu durumdur.

Tablo 6.5: Dört Ayrı Durum İçin Sarıyar Barajı Kretinde Oluşan Yatay ve Düşey Mutlak Yerdeğiştirmeler

Durum	Sistem özellikleri		Kret mutlak yerdeğiştirmeleri (mm)	
	Temel	Hidrodinamik etki	Yatay	Düşey
1	Rijit	Boş	8.19	1.69
2	Rijit	Dolu	12.80	2.95
3	Eğilebilir	Boş	16.08	3.54
4	Eğilebilir	Dolu	23.60	5.70

6.1.4.3 Dinamik Kayma ve Normal Gerilmelerin Karşılaştırılması

Her bir durumda barajın memba ve mansap yüzünde meydana gelen kayma ve normal gerilmeler Tablo 6.6 da verilmektedir. Tablodan görüldüğü gibi en büyük gerilmeler baraj dolu ve temel eğilebilir iken meydana gelmektedir. Bu nedenle hesaplarda en elverişsiz durum olan baraj dolu ve temel eğilebilirliği dikkate alınmalıdır. Her bir durum için barajın çeşitli yerlerinden I, II, III kesitleri alınarak buralardaki normal ve kayma gerilmeleri karşılaştırılmıştır.

I-I Kesiti: Yatay normal gerilmeler membadan mansaba doğru artmaktadır ve en elverişsiz durum olarak barajın dolu ve temelin eğilebilir olduğu durumdur (Şekil 6.10). Düşey normal gerilmeler membadan mansaba doğru azalmakta ve en elverişsiz durum baraj dolu ve temel eğilebilir ikendir (Şekil 6.11). Kayma

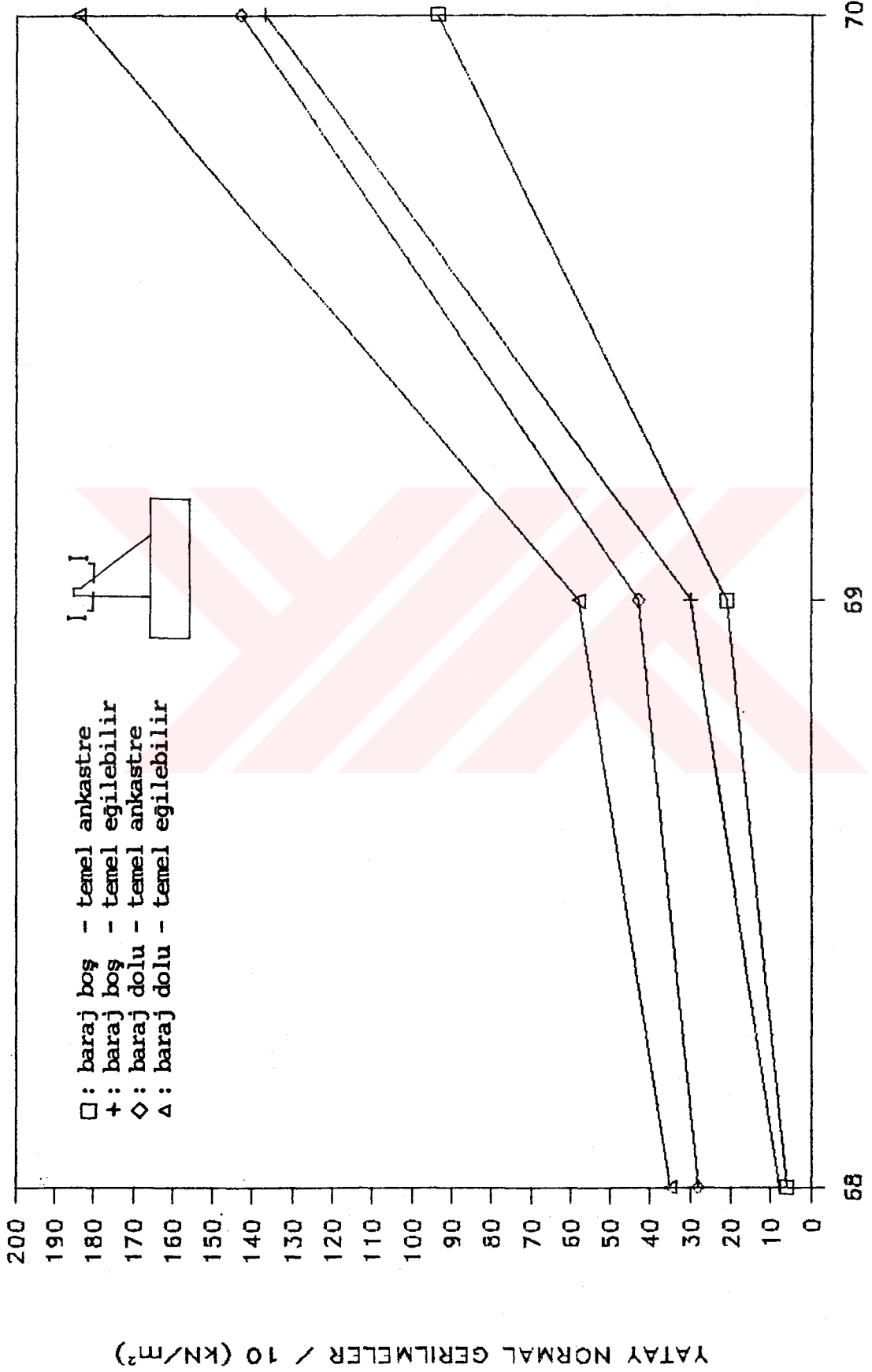
Tablo 6.6: Değişik Durumlar İçin Barajın Memba ve Mansap Yüzündeki Maksimum Normal ve Kayma Gerilmeleri

Durum	Sistem özellikleri		Maksimum gerilmeler (kN/m ²)					
			Memba yüzü			Mansap yüzü		
	Temel	Hidrodinamik etki	Normal gerilme		Kayma gerilmesi	Normal gerilme		Kayma gerilmesi
			Yatay	Düsey		Yatay	Düsey	
1	Rijit	Boş	122	1264	203	458	232	348
2	Rijit	Dolu	233	2203	323	725	367	552
3	Eğilebilir	Boş	445	1974	481	1652	432	827
4	Eğilebilir	Dolu	766	3237	713	2409	666	1290

gerilmeleri membadan mansaba doğru artmakta ve en elverişsiz durum barajın dolu ve temelin eğilebilir olması halidir (Şekil 6.12).

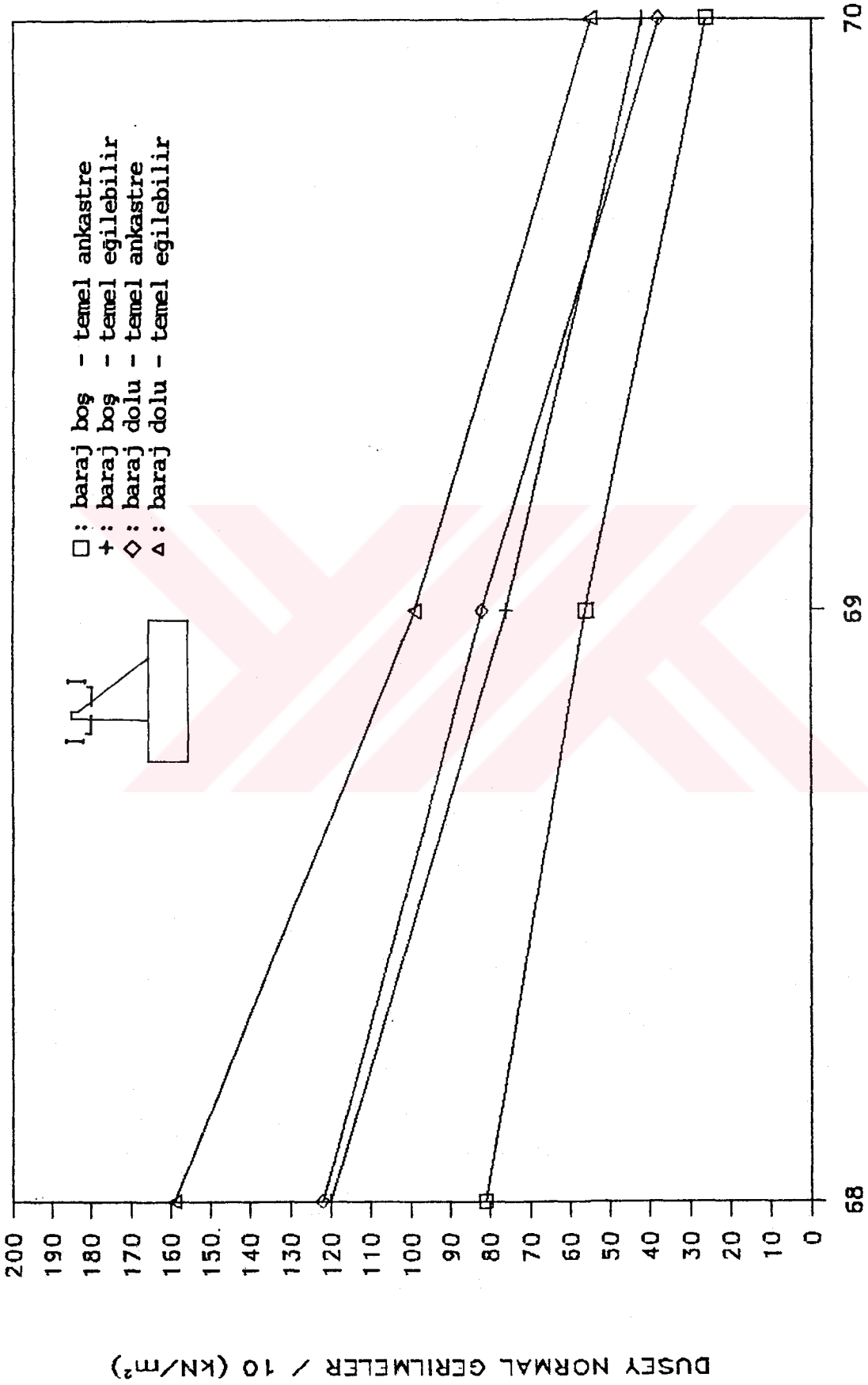
II-II Kesiti: Yatay normal gerilmeler, membadan orta kısma doğru azalmakta, orta kısımdan mansaba doğru artmaktadır. En elverişsiz durum baraj dolu ve temel eğilebilir ikendir (Şekil 6.13). Düsey normal gerilmeler, membadan orta kısımlara doğru azalıp, orta kısımlardan mansaba doğru artarak, mansap yüzünde tekrar azalmaya başlamaktadır. En elverişsiz durum barajın dolu ve temelin eğilebilir olması halidir (Şekil 6.14). Kayma gerilmeleri, membadan mansaba doğru artmaktadır ve en elverişsiz durum baraj dolu ve temel eğilebilir ikendir (Şekil 6.15).

III-III Kesiti (Baraj Temeli): Normal ve kayma gerilmeleri baraj memba sınırından memba topuğuna kadar artmakta, memba topuğundan baraj gövdesi altındaki temelin orta kısmına kadar azalmakta, buradan mansap topuğuna kadar artmakta ve tekrar mansap topuğundan mansap sınırına kadar azalmaktadır. En elverişsiz durum barajın dolu ve temelin eğilebilir olması durumudur (Şekil 6.16, 6.17, 6.18).



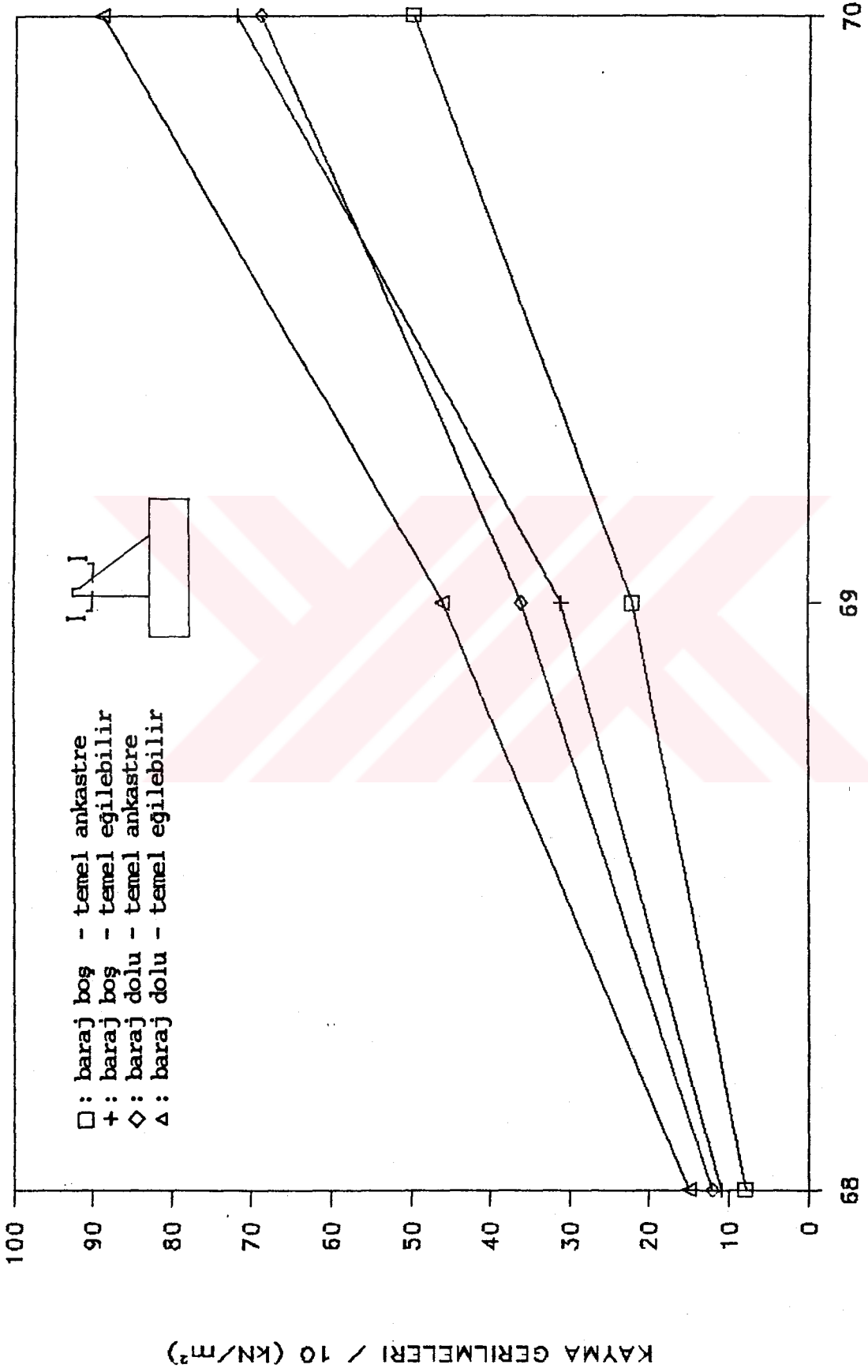
ELEMEN NUMARALARI

Şekil 6.10: I-I Kesitindeki Yatay Normal Gerilmelerin (σ_x) Karşılaştırılması

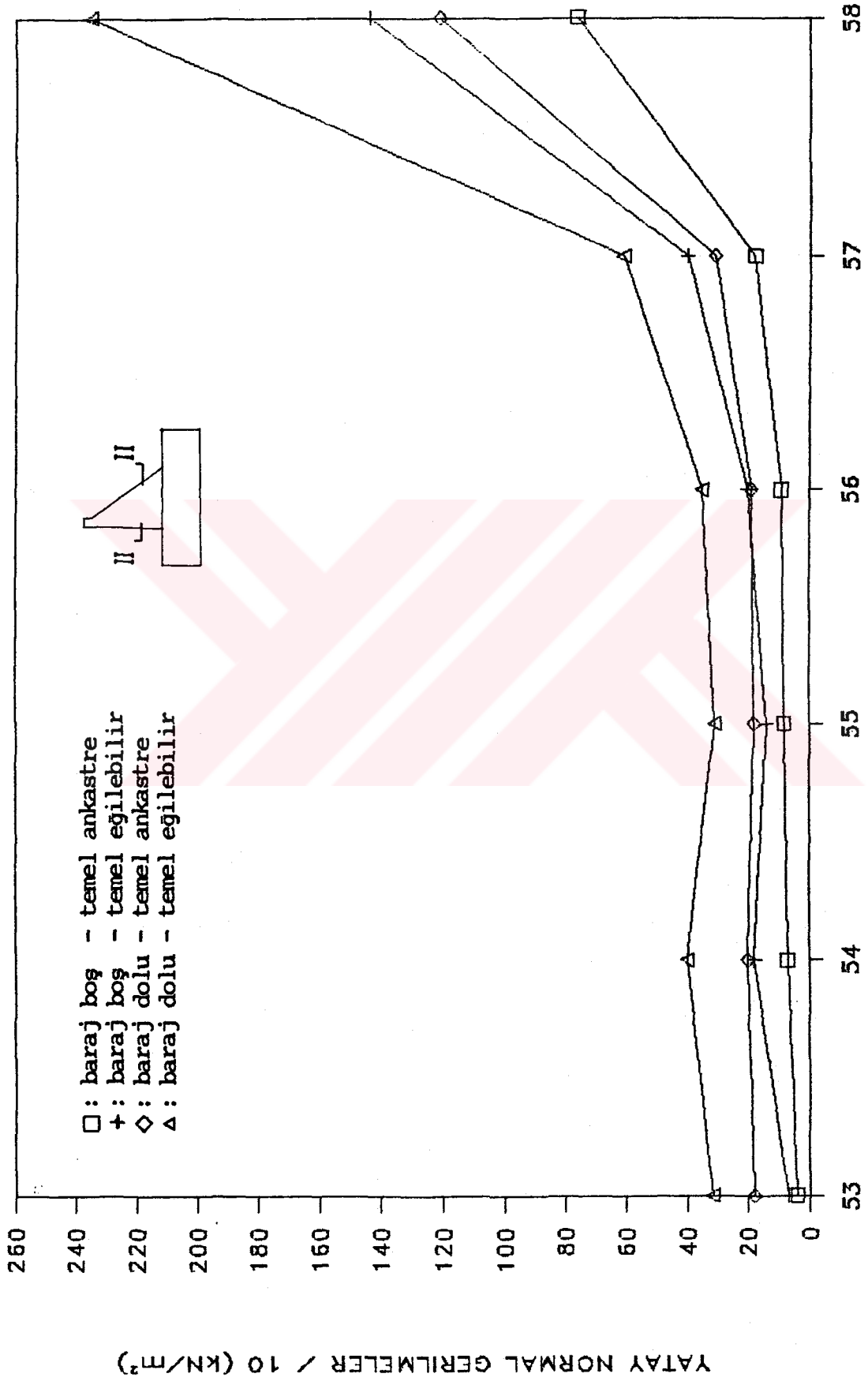


ELEMEN NUMARALARI

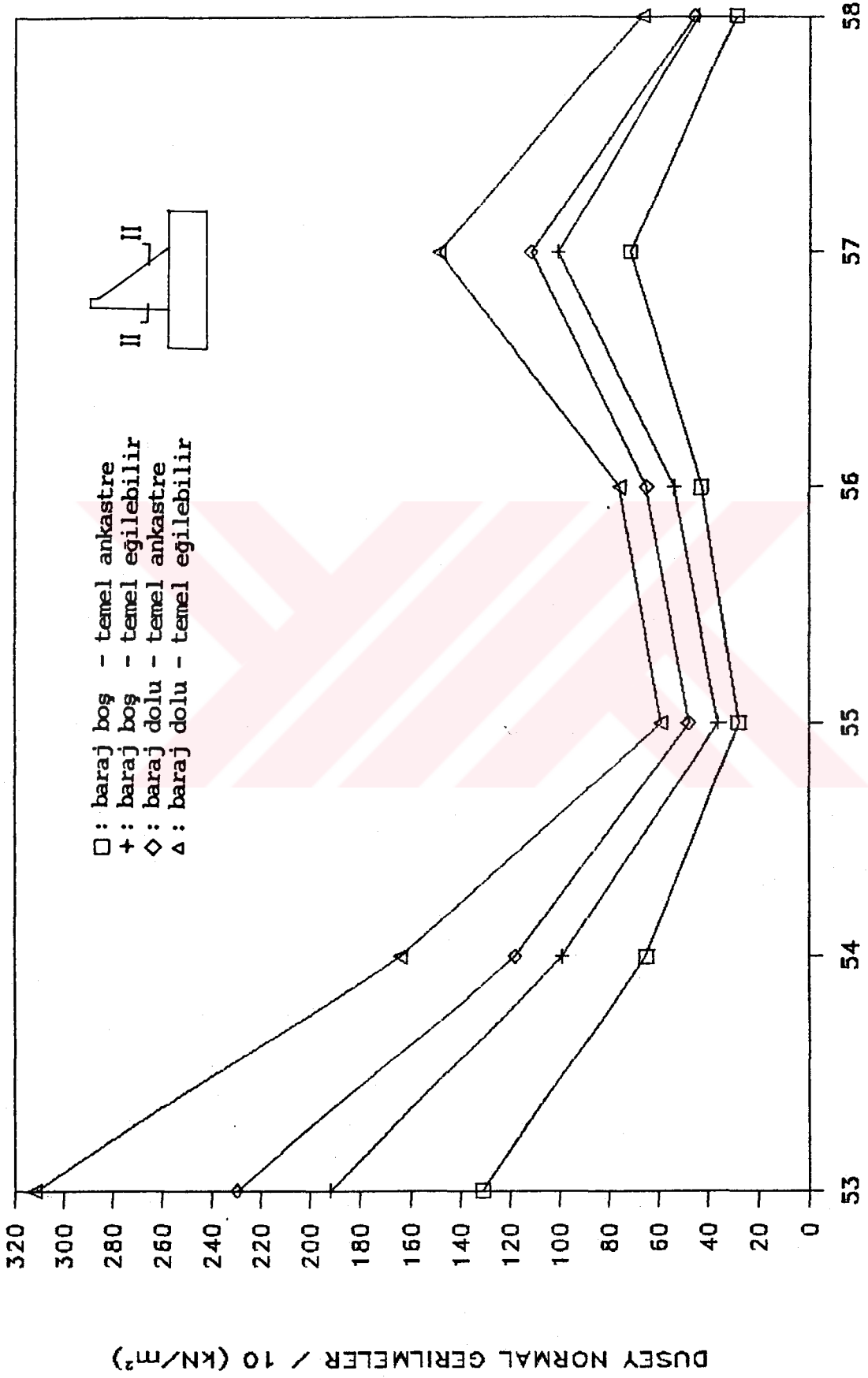
Şekil 6.11: I-I Kesitindeki Düşey Normal Gerilmelerin (σ_y) Karşılaştırılması



Şekil 6.12: I-I Kesitindeki Kayma Gerilmelerinin (τ_{xy}) Karşılaştırılması

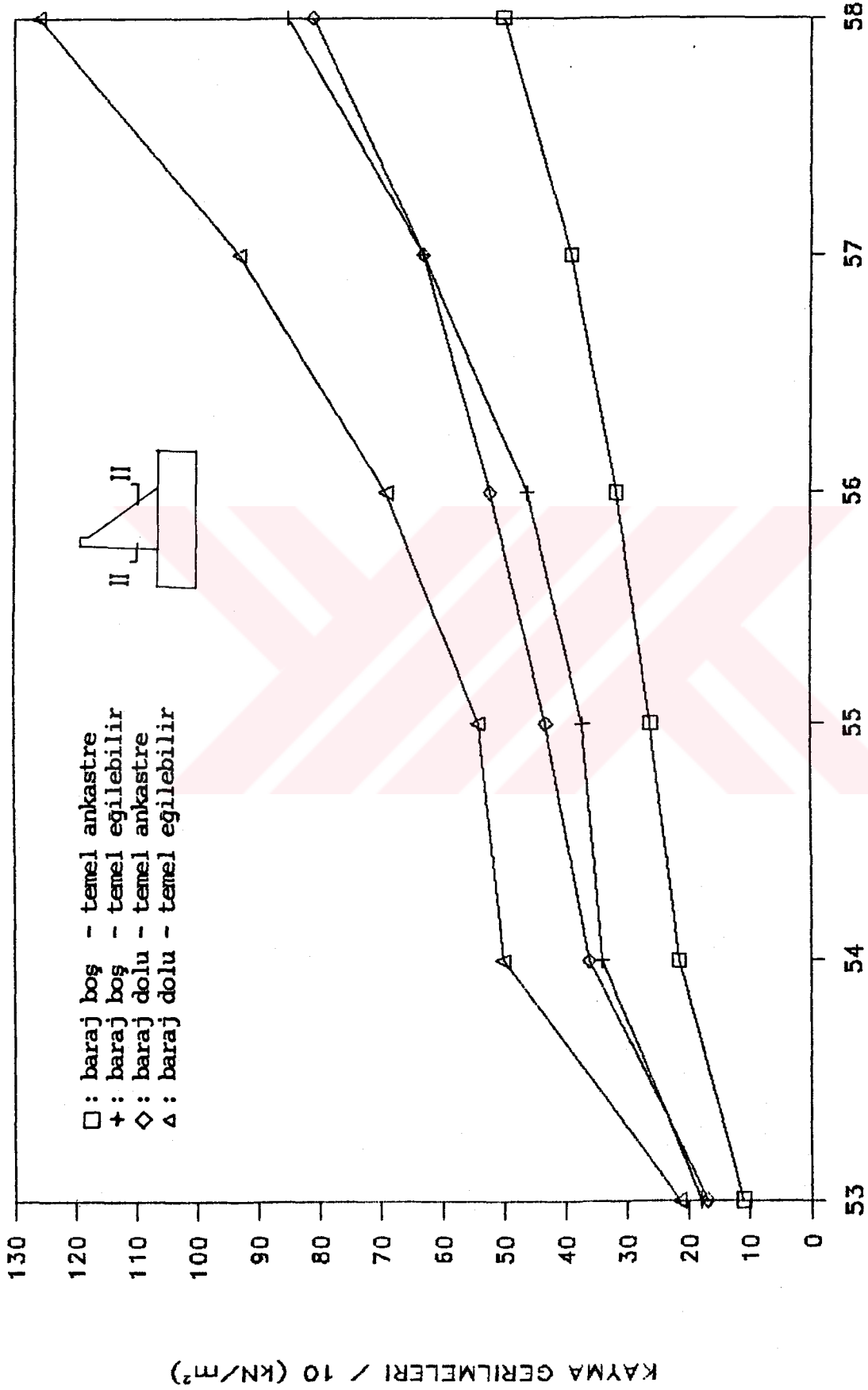


Şeki 1 6.13: II-II Kesitinde Yatay Normal Gerilmelerin (σ_x) Karşılaştırılması

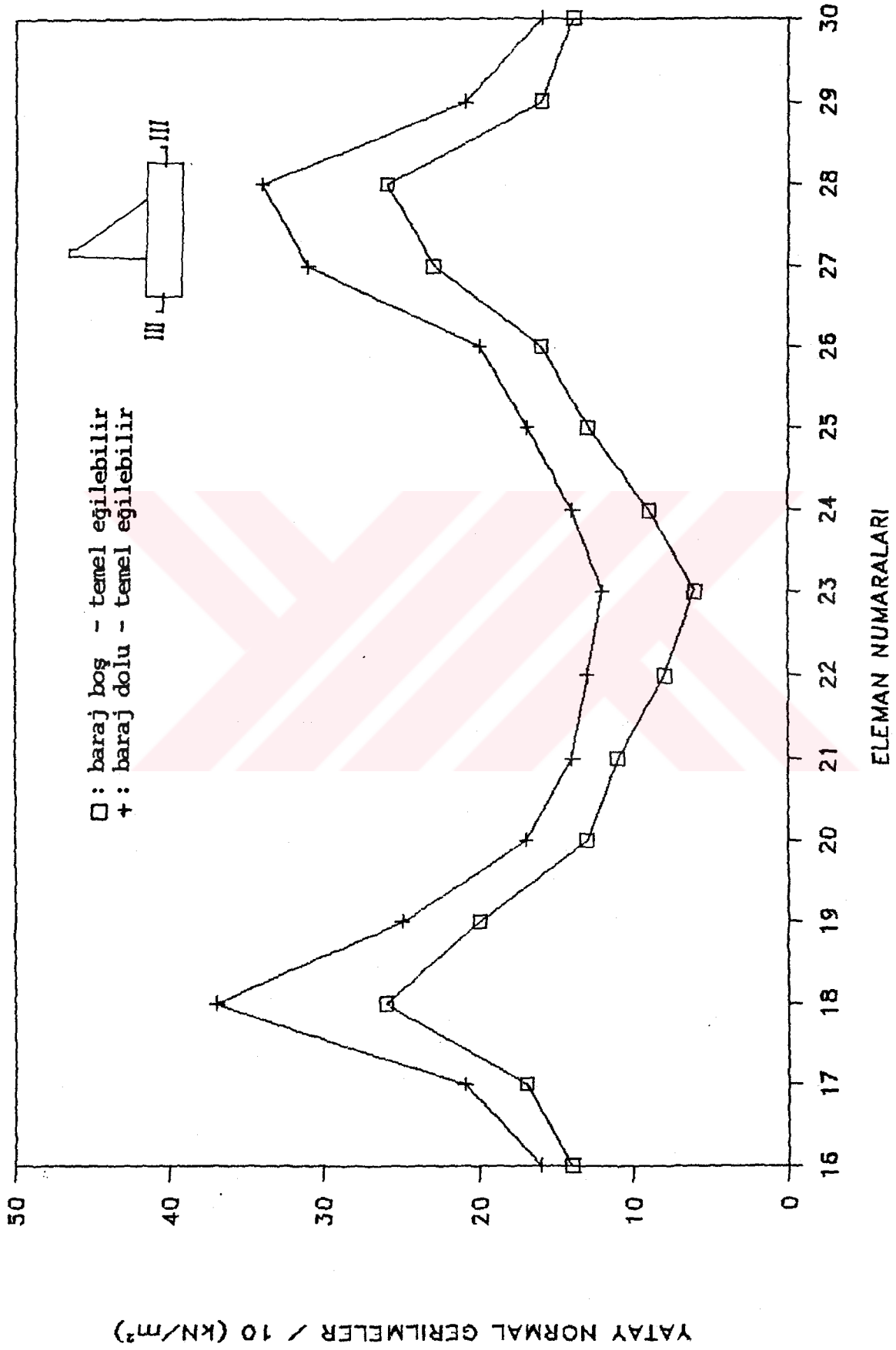


ELEMEN NUMARALARI

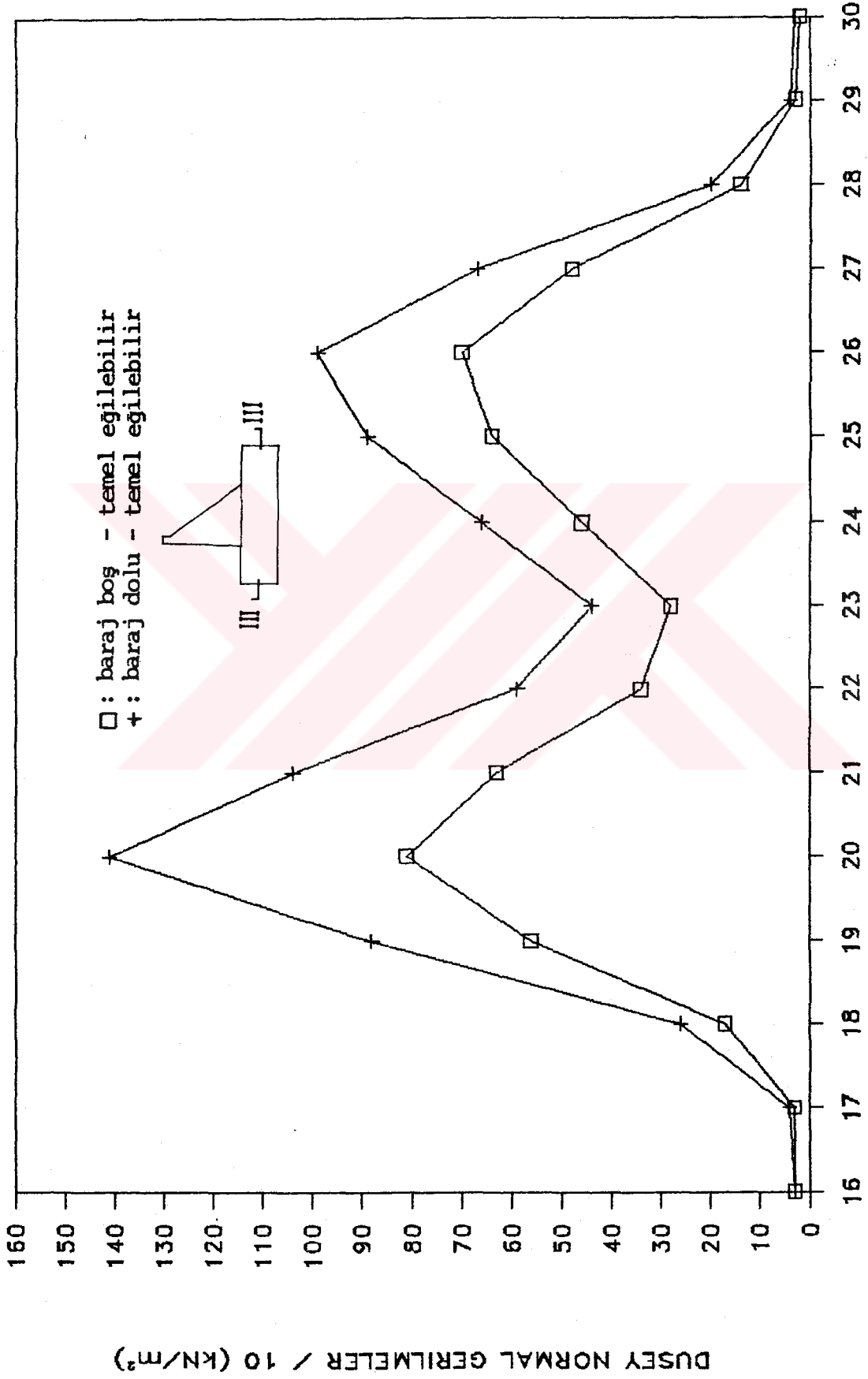
Şekil 6.14: II-II Kesitindeki Düşey Normal Gerilmelerin (σ_y) Karşılaştırılması



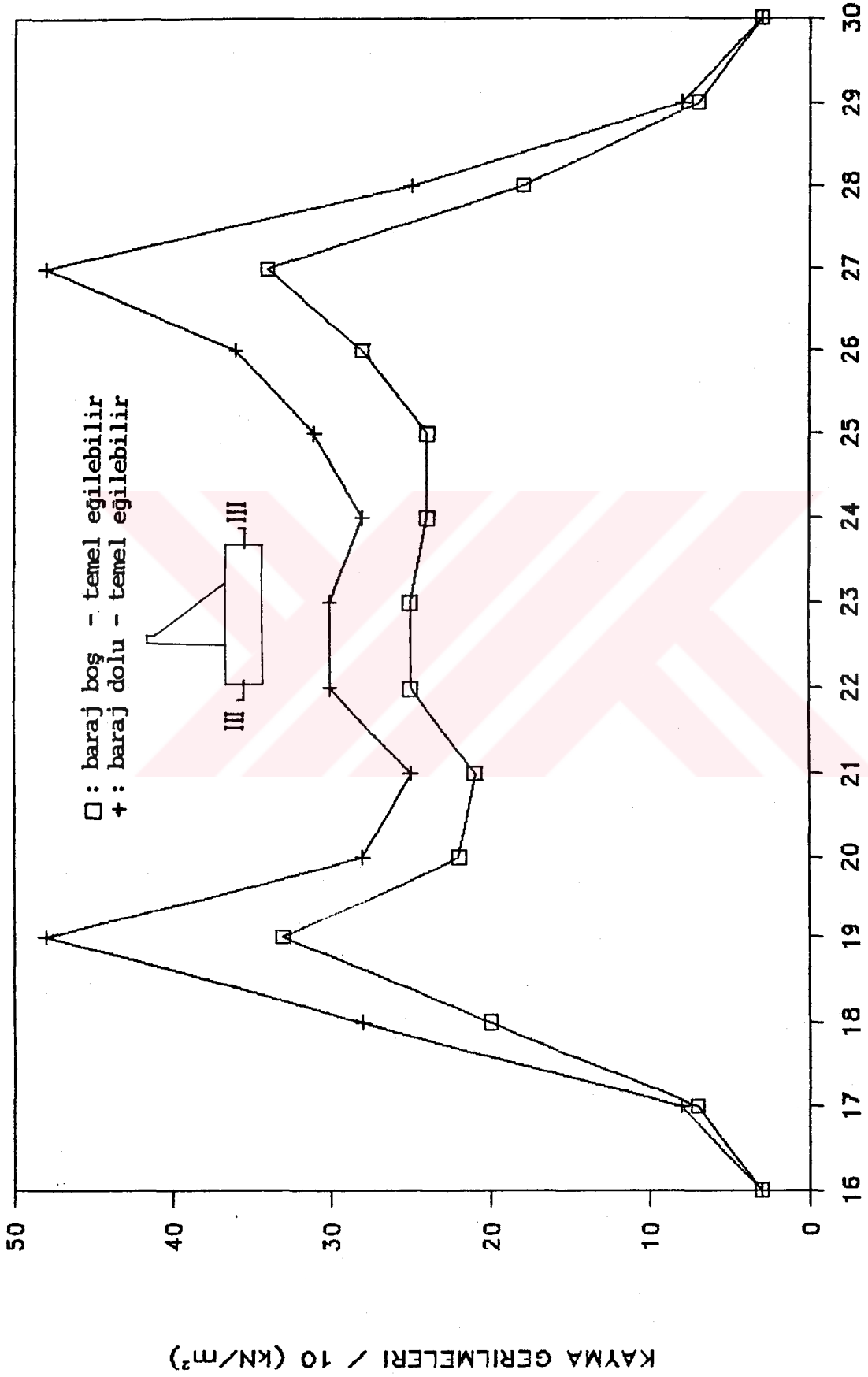
Şekil 6.15: II-II Kesitindeki Kayma Gerilmelerinin (τ_{xy}) Karşılaştırılması



Şekil 6.16: III-III Kesitindeki (Zemin) Yatay Normal Gerilmelerin (σ_x) Karşılaştırılması



Sekil 6.17: III-III Kesitindeki (Zemin) Düşey Normal Gerilmelerin (σ_y) Karşılaştırılması



Şekil 6.18: III-III Kesitindeki (Zemin) Kayma Gerilmelerinin (τ_{xy}) Karşılaştırılması

6.2 Kayma Kirişli Yöntemine Göre Dinamik Analiz

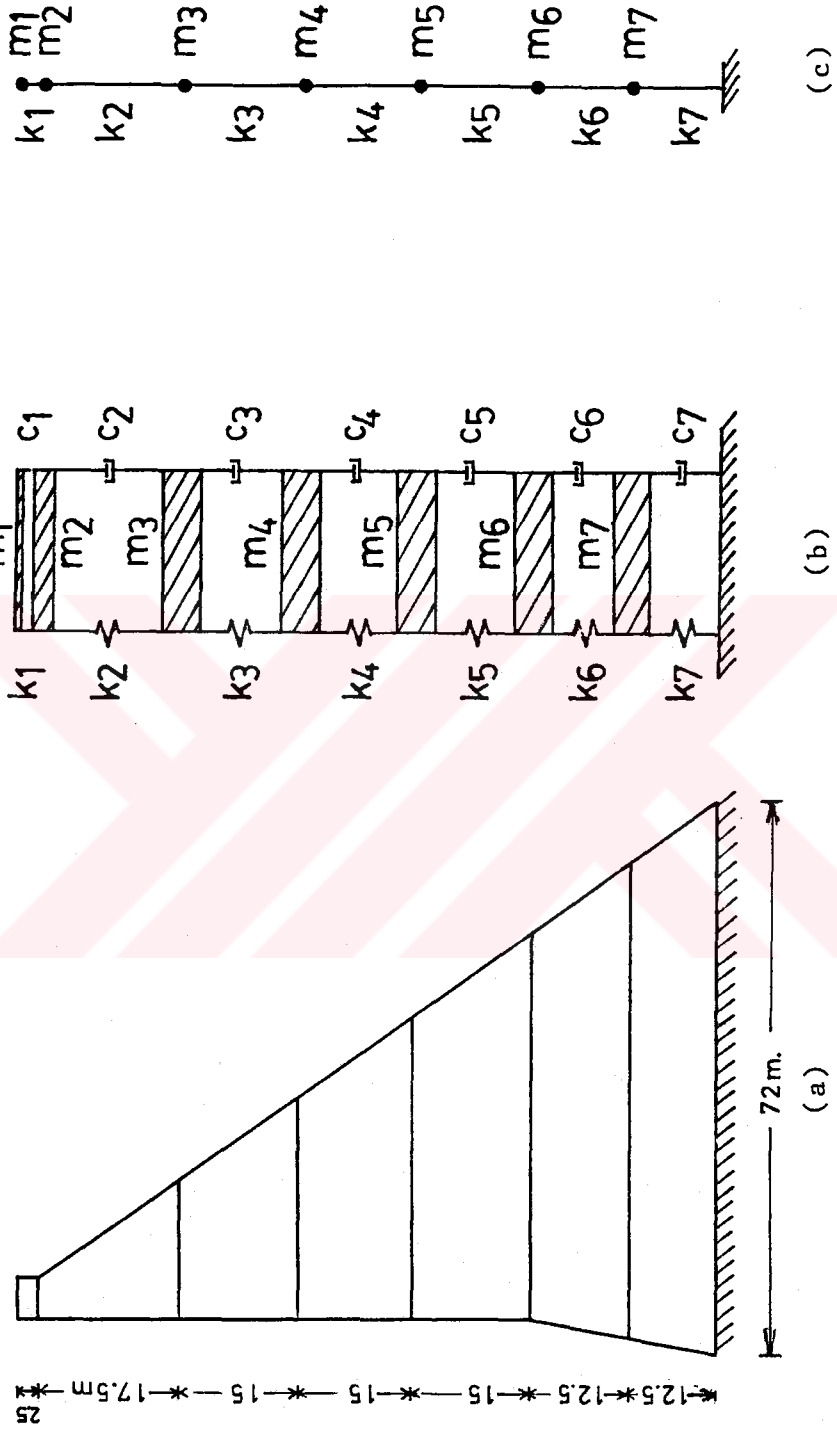
Mühendisler için oldukça pratik olan kayma kirişli yöntemi, seçilen proje spektrumuna göre barajın doğal frekans ve modları hakkında ön bilgi vermektedir.

Kayma kirişli yöntemi ile sonlu elemanlar yöntemi sonuçlarının karşılaştırılabilmesi için kullanılan malzeme özellikleri ve deprem aynı seçildi. Baraj gövde betonunun elastisite modülü (E) 3.5×10^7 kN/m², poisson oranı (ν) 0.15, birim hacim ağırlığı (γ) 24 kN/m³ alınmıştır. Deprem analizi için, 1940 El-Centro depreminin 0.33 g maksimum yer ivmesi alınarak Housner tarafından geliştirilen ortalama ivme spektrumu kullanıldı.

Kayma kirişli yöntemle Sarıyar barajının dinamik analizi aynı matematik model kullanılarak iki duruma göre yapıldı. Birinci durumda, baraj temeli ankastre ve baraj boş, ikinci durumda baraj temeli ankastre ve baraj dolu kabul edildi. Baraj dolu olması halinde baraj gölü suyunun birim ağırlığı 10 kN/m³ olarak alındı. Westergaard tarafından geliştirilen Şekil 2.2'deki suyun dinamik kütle dağılımı, tekil kütleler halinde barajın su ile temas eden düğüm noktaları kütlelerine eklendi.

6.2.1 Bir Boyutlu Kayma Kirişli Modeli

90 m yüksekliğinde ve 72 m temel genişliğinde olan Sarıyar barajı sonlu elemanlar yönteminde olduğu gibi 7 ayrı yatay tabakaya bölündü (Şekil 6.19a). Her bir tabaka, malzeme özelliği aynı kabul edilerek düğüm noktalarında toplanmış kütleler halinde idealize edildi (Şekil 6.19b). Şekil 6.19c'deki gibi baraj kayma kirişli haline dönüştürülerek analiz edildi. Kütle ve rijitlikler, baraj dolu ve boş olması durumlarında Bölüm 4.2'de anlatıldığı gibi hesaplanarak Tablo 6.7 ve 6.8'de verilmektedir. Westergaard tarafından belirlenen hidrodinamik su basıncından meydana gelen ek kütleler su ile temas halinde olan düğüm noktalarındaki kütlelere eklenmiştir.



Şekil 6.19: Sarıyar Barajının Kayma Kirişi Yöntemine Göre İdealize Edilmesi

Tablo 6.7: Kayma Kiriş Yöntemi İle Hesaplanan Kütleler

Kütle (m_i) No	Temel Ankastre	
	Baraj boş	Baraj dolu
	Kütle ($kN sn^2/m$)	Kütle ($kNsn^2/m$)
1	21.4	21.4 + 0
2	302.4	302.4 + 0
3	730.5	730.5 + 542.5
4	1091.8	1091.8 + 658.6
5	1477.1	1477.1 + 817.6
6	1692.1	1692.1 + 857.8
7	1877.0	1877.0 + 871.7

Tablo 6.8. Kayma Kiriş Yöntemi İle Hesaplanan Rijitlikler

Rijitlik (k_i) No	Temel Ankastre Rijitlik (kN/m)
1	81187826.1
2	68246956.5
3	46159420.3
4	35507246.4
5	24855073.0
6	11417391.3
7	42608695.6

6.2.2 Doğal Frekans ve Modlar

Şekil 6.19c de görülen yedi yatay serbestlik derecesine sahip matematik modelde idealleştirilen Sarıyar barajı için baraj dolu ve boş olması durumlarına göre serbest sönümsüz titreşim analizi yapıldı. Doğal frekans ve modlar Bölüm 3.2.1 de anlatıldığı gibi bilgisayar yardımıyla her iki durum için hesaplandı. Her iki durum için hesaplanan periyot (T), frekans (f) ve açısal frekans (ω) değerleri Tablo 6.9 da verilmektedir.

Tablo 6.9: Kayma Kirişi Yöntemi İle Hesaplanan Serbest Titreşim Analizi Sonuçları

Mod No	Baraj Temeli Ankastre					
	Baraj Boş			Baraj Dolu		
	T (sn)	f(Hz)	ω (rad/sn)	T (sn)	f(Hz)	ω (rad/sn)
1	0.102	9.80	61.58	0.126	7.94	49.72
2	0.046	21.74	136.84	0.054	18.52	114.97
3	0.031	32.26	201.14	0.036	27.78	173.18
4	0.025	40.00	256.18	0.029	34.48	216.38
5	0.021	47.62	305.96	0.025	40.00	245.28

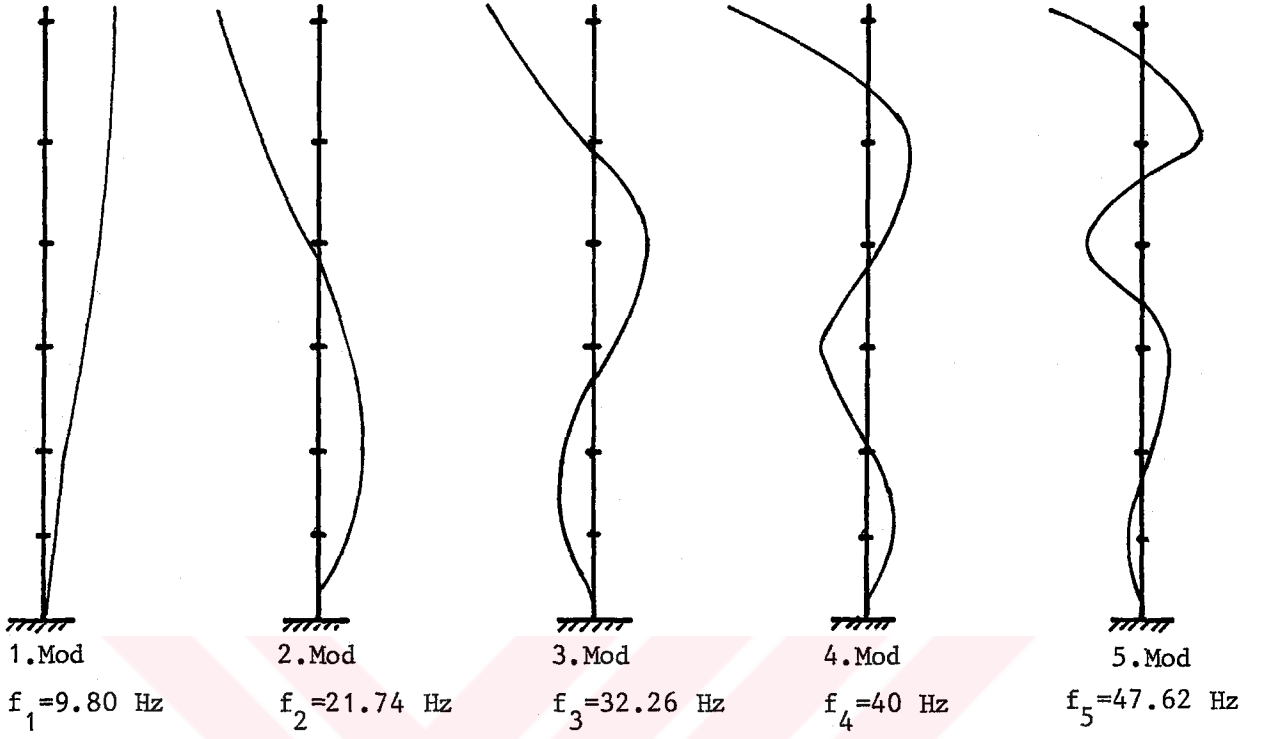
Barajın dolu ve boş olması durumlarında mod şekilleri Şekil 6.20 ve 6.21 de verilmektedir. İlk modda bir kayma hareketi, ikinci modda bu kayma hareketinin yön değiştirip azalmaya başladığı, üçüncü ve dördüncü modlarda bir sallanma hareketi ve son modda ise hareketin sönmeye başladığı gözlenmektedir.

6.2.3 Beton Ağırlık Barajların Depreme Karşı Davranışı

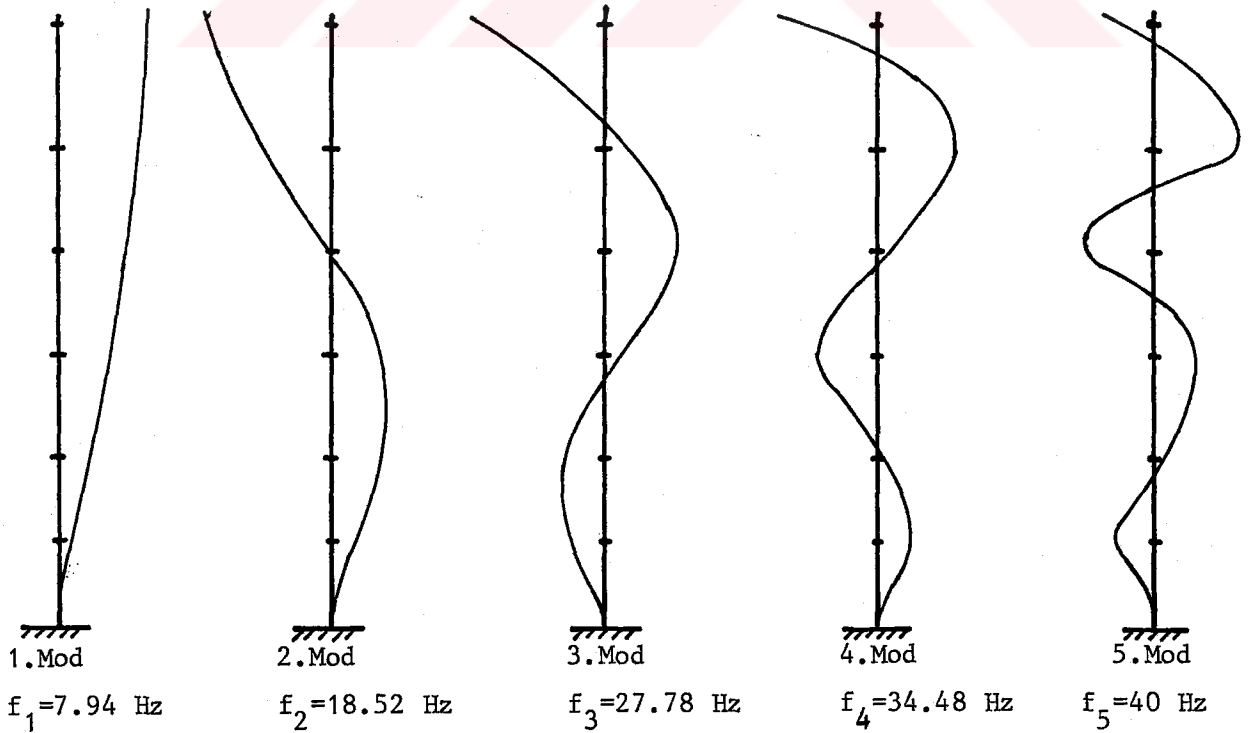
Kayma kirişi yöntemi ile sonlu elemanlar yöntemi sonuçlarının karşılaştırılabilmesi amacıyla, proje spektrumu olarak sonlu elemanlar yönteminde seçilen 1940 El-Centro depreminin 0.33 g maksimum yer ivmesi alınarak Housner tarafından geliştirilen ortalama ivme spektrumu kullanıldı. Sonlu elemanlar yönteminde olduğu gibi %5 sönüm oranı seçilerek oluşan mutlak yerdeğiştirme ve gerilmeler Bölüm 3.2.2 de anlatıldığı gibi baraj dolu ve boş olması durumlarına göre hesaplandı.

6.2.3.1 Yatay Mutlak Yerdeğiştirmeler

Baraj temeli ankastre kabul edilerek, barajın boş ve dolu olması durumlarına göre baraj kretinde meydana gelen maksimum mutlak yatay yerdeğiştirmeler sırasıyla 1.62 mm ve 2.51 mm dir. Baraj dolu olması durumunda baraj kretinde, boş olmasına göre yaklaşık 1.5 kat daha büyük yatay mutlak yerdeğiştirme meydana gelmektedir.



Şekil 6.20: Sarıyar Barajının Dolu İken Kayma Kirişi Yöntemine Göre Hesaplanmış Mod Şekilleri



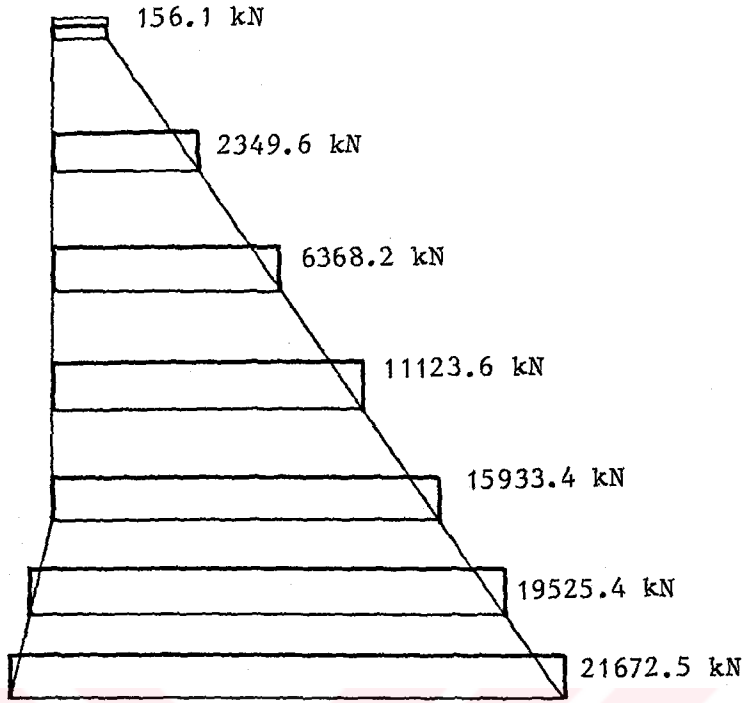
Şekil 6.21: Sarıyar Barajının Boş İken Kayma Kirişi Yöntemine Göre Hesaplanmış Mod Şekilleri

6.2.3.2 Dinamik Kesme Kuvvetleri ve Kayma Gerilmeleri

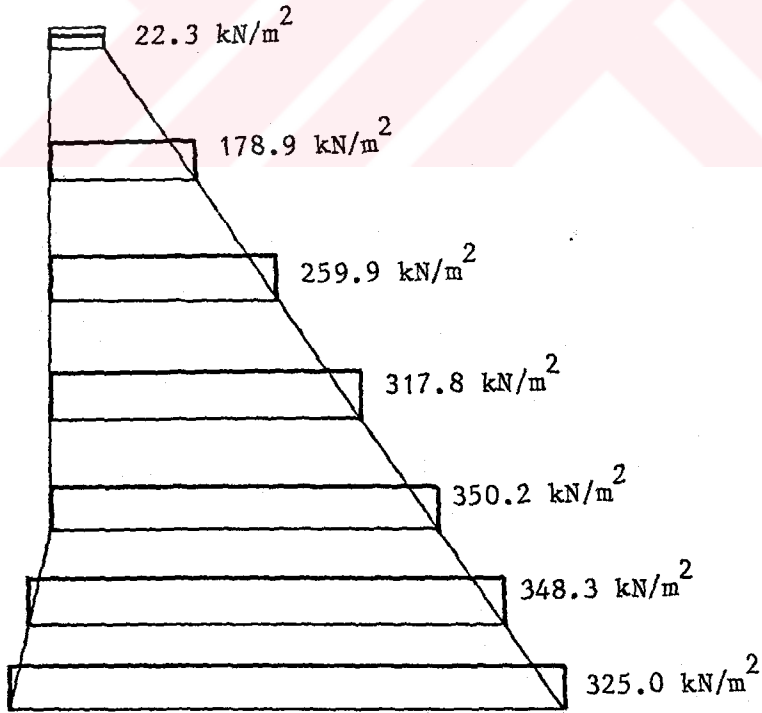
1940 El-Centro depreminin 0.33 g maksimum yer ivmesinden dolayı barajın dolu ve boş olması durumlarına göre baraj gövdesinde meydana gelen kesme kuvvetleri ve kayma gerilmeleri Mod süperpozisyonu yöntemi kullanılarak hesaplandı. Bulunan sonuçlar Şekil 6.22 ve 6.23 de verilmektedir.

Yöntemin sade ve basitliğine rağmen 90 m yüksekliğinde bir beton ağırlık baraj, sadece yatay doğrultuda yedi serbestlik derecesine sahip kayma kirişi modeliyle idealleştirilip analiz edildiğinde hesaplanan frekanslarla ilk modlar ve kayma gerilmeleri gerçeğe yakın çıkmaktadır. Bu ise mühendisler için kayma kirişi yönteminin çok pratik ve çok ekonomik basit bir analiz yöntemi olduğunu belirtmektedir.



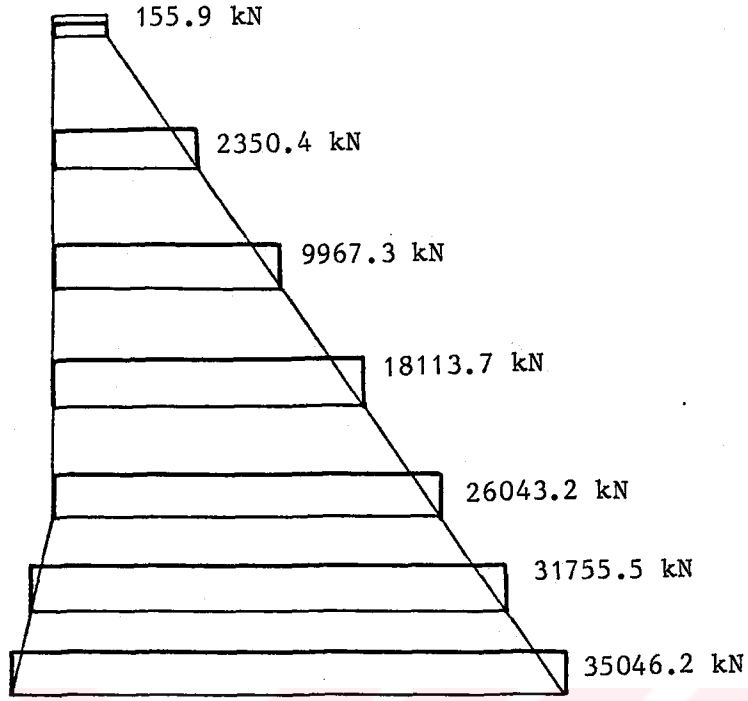


(a) Kesme Kuvvetleri

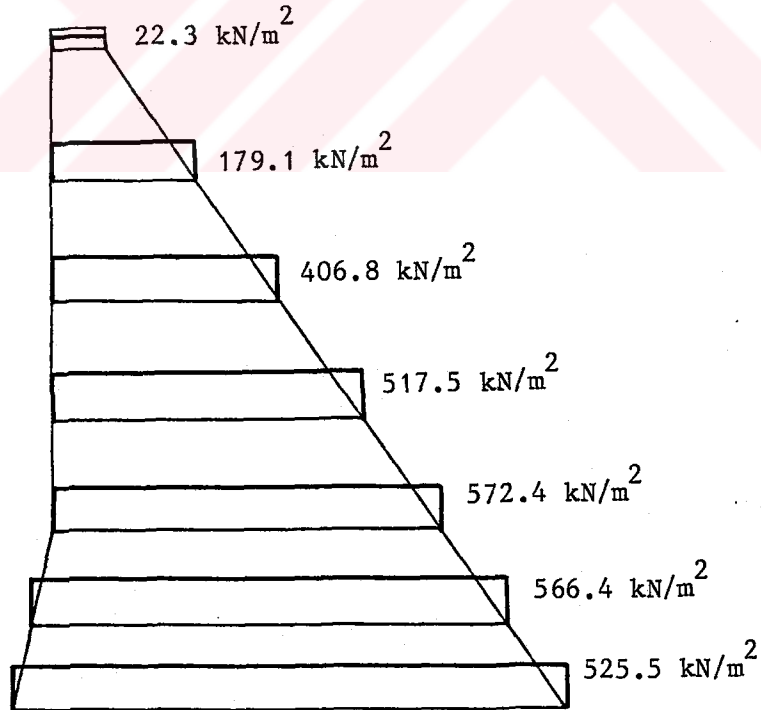


(b) Kayma Gerilmeleri

Şekil 6.22: Sarıyar Barajı Boş İken Kayma Kirişi Yöntemi İle Hesaplanmış Kesme Kuvveti ve Kayma Gerilmeleri



(a) Kesme Kuvveti



(b) Kayma Gerilmesi

Şekil 6.23: Sarıyar Barajı Dolu İken Kayma Kirişi Yöntemi İle Hesaplanmış Kesme Kuvvetleri ve Kayma Gerilmeleri

BÖLÜM 7

SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

7.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Bulunan Statik ve Dinamik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

Statik ve dinamik analiz yapılırken kullanılan sonlu eleman modeli ve malzeme özellikleri aynı seçilmiştir. Statik ve dinamik analiz sonuçlarından en elverişsiz durum barajın dolu ve temelin eğilebilir olması halidir.

Baraj kretinde baraj dolu ve temel eğilebilir iken statik ve dinamik analizden dolayı meydana gelen yatay ve düşey yerdeğiştirmeler Tablo 7.1 de verilmektedir. Bu tablodan dinamik analiz sonuçlarının statik analiz sonuçlarından yaklaşık üç kat daha fazla olduğu görülmektedir.

Tablo 7.1: Baraj Kretinde Statik ve Dinamik Analizden Dolayı Oluşan Yerdeğiştirmeler.

Durum	Baraj Kreti Yerdeğiştirmeleri (mm)	
	Yatay	Düşey
Dinamik analiz	23.60	5.70
Statik analiz	7.90	1.27

Baraj memba ve mansap topuklarında, baraj dolu ve temel eğilebilir iken statik ve dinamik analizden dolayı meydana gelen gerilmelerin mutlak değerleri Tablo 7.2 de verilmektedir. Bu tablodan görüldüğü gibi dinamik analiz sonuçları statik analiz sonuçlarından çok büyüktür. Baraj dolu ve temel eğilebilir iken II-II kesitinde meydana gelen statik ve dinamik kayma ve normal

gerilmelerin mutlak değerleri Şekil 7.1, 7.2 ve 7.3 de karşılaştırılmaktadır. Bu şekillerden görüldüğü gibi dinamik gerilmeler statik gerilmelerden daha büyüktür.

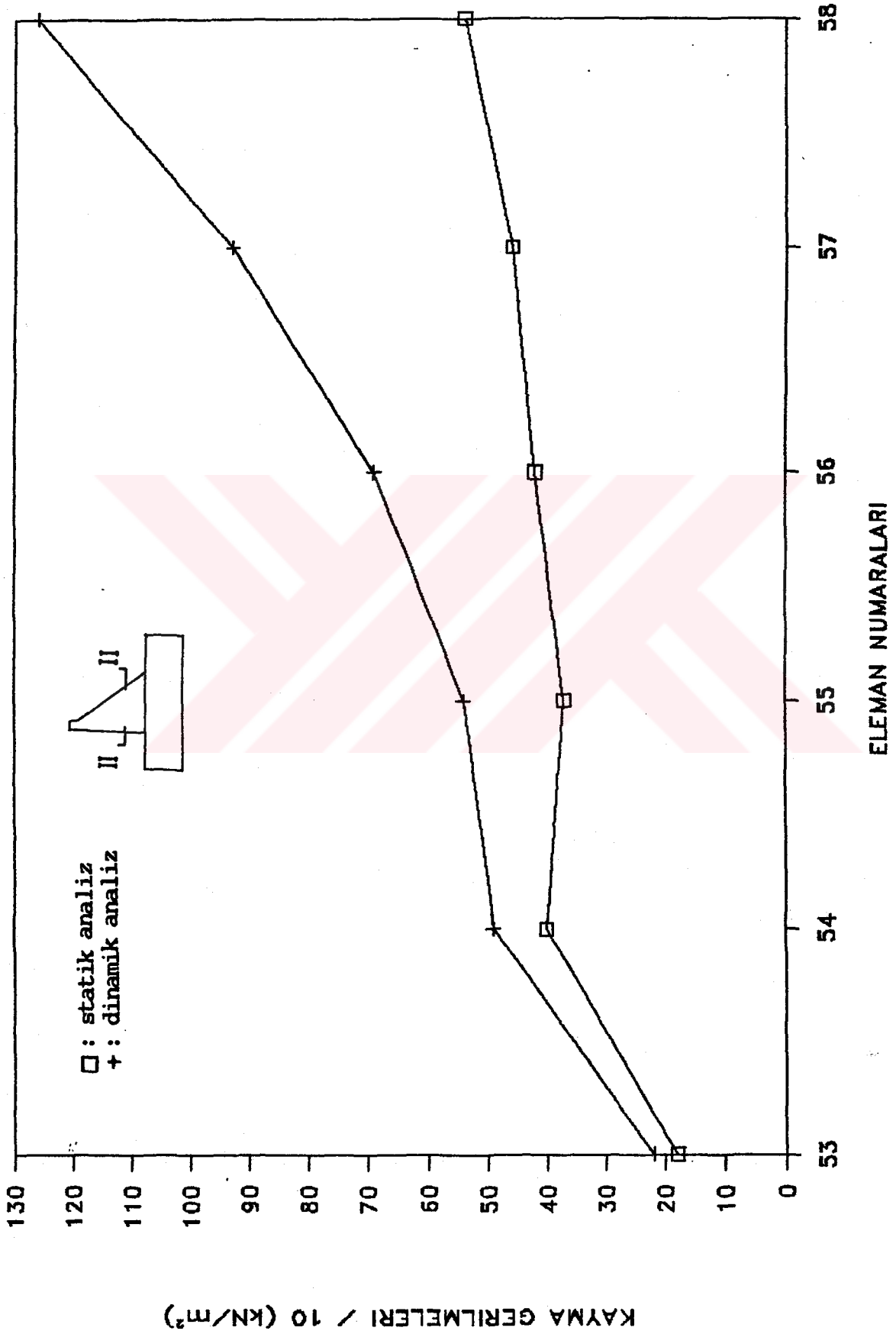
Tablo 7.2: Baraj Memba ve Mansap Topuğunda Statik ve Dinamik Analizden Dolayı Oluşan Gerilmeler

Durum	Memba Topuğu Gerilmeleri (kN/m ²)			Mansap Topuğu Gerilmeleri (kN/m ²)		
	Yatay normal gerilmeler	Düsey normal gerilmeler	Kayma gerilmeleri	Yatay normal gerilme.	Düsey normal gerilme.	Kayma gerilmeleri
Statik analiz	80	1250	706	1230	295	582
Dinamik analiz	766	3237	713	2409	630	1216

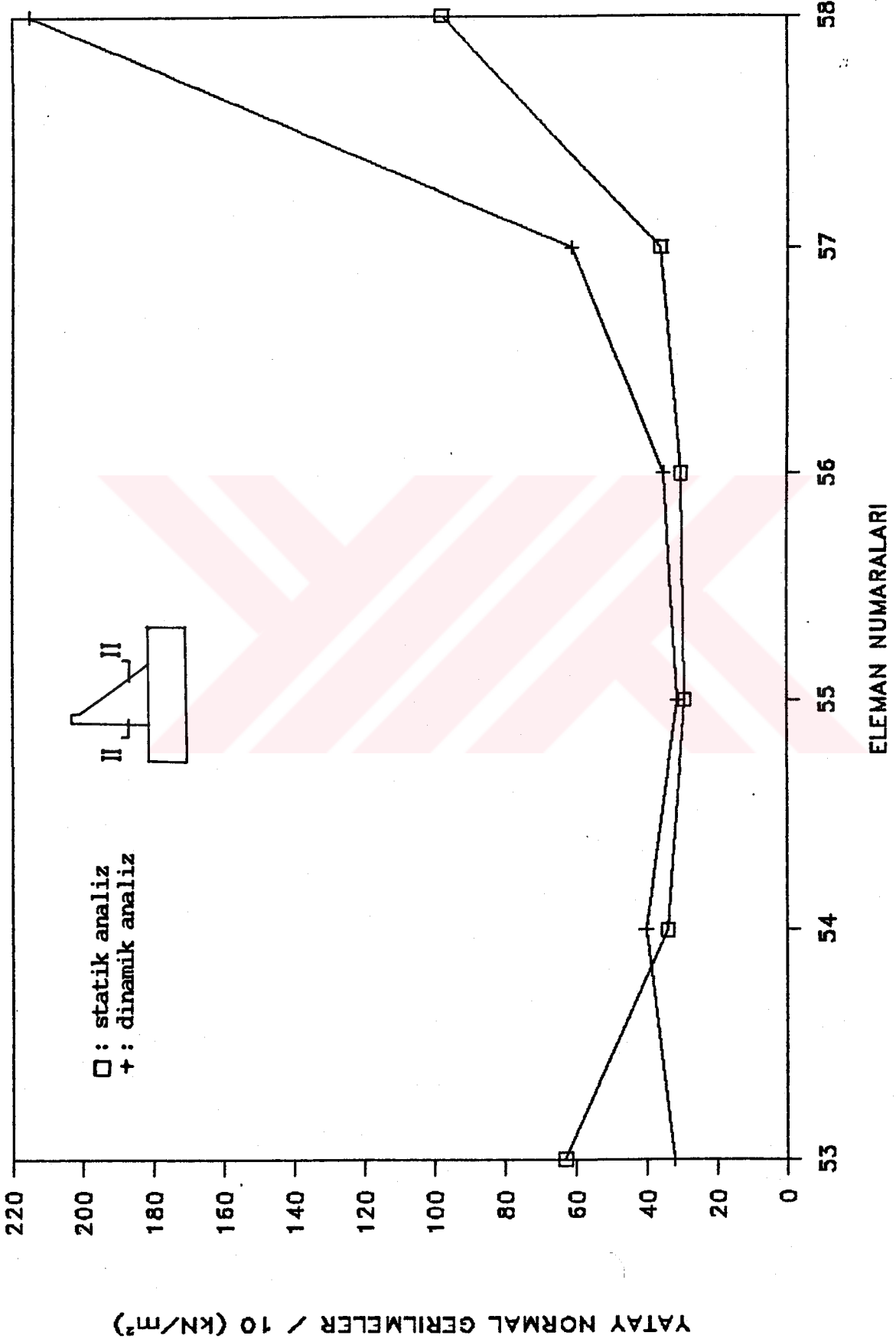
Sarıyar barajının statik ve dinamik analiz sonuçları tümü birden göz önüne alındığında dinamik analizde elde edilen yerdeğiştirme ve gerilmelerin, statik analiz sonuçlarından elde edilen yerdeğiştirme ve gerilmelere göre oldukça büyük olduğu görülmektedir. Statik analiz sonuçlarına göre inşa edilecek bir barajın, bir deprem söz konusu olduğunda çok daha fazla zorlanmalar etkisinde kalacağından bu gibi yapılarda dinamik analiz zorunlu olarak yapılmalıdır.

7.2 Sonlu Elemanlar ve Kayma Kirişi Yöntemleri İle Bulunan Dinamik Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

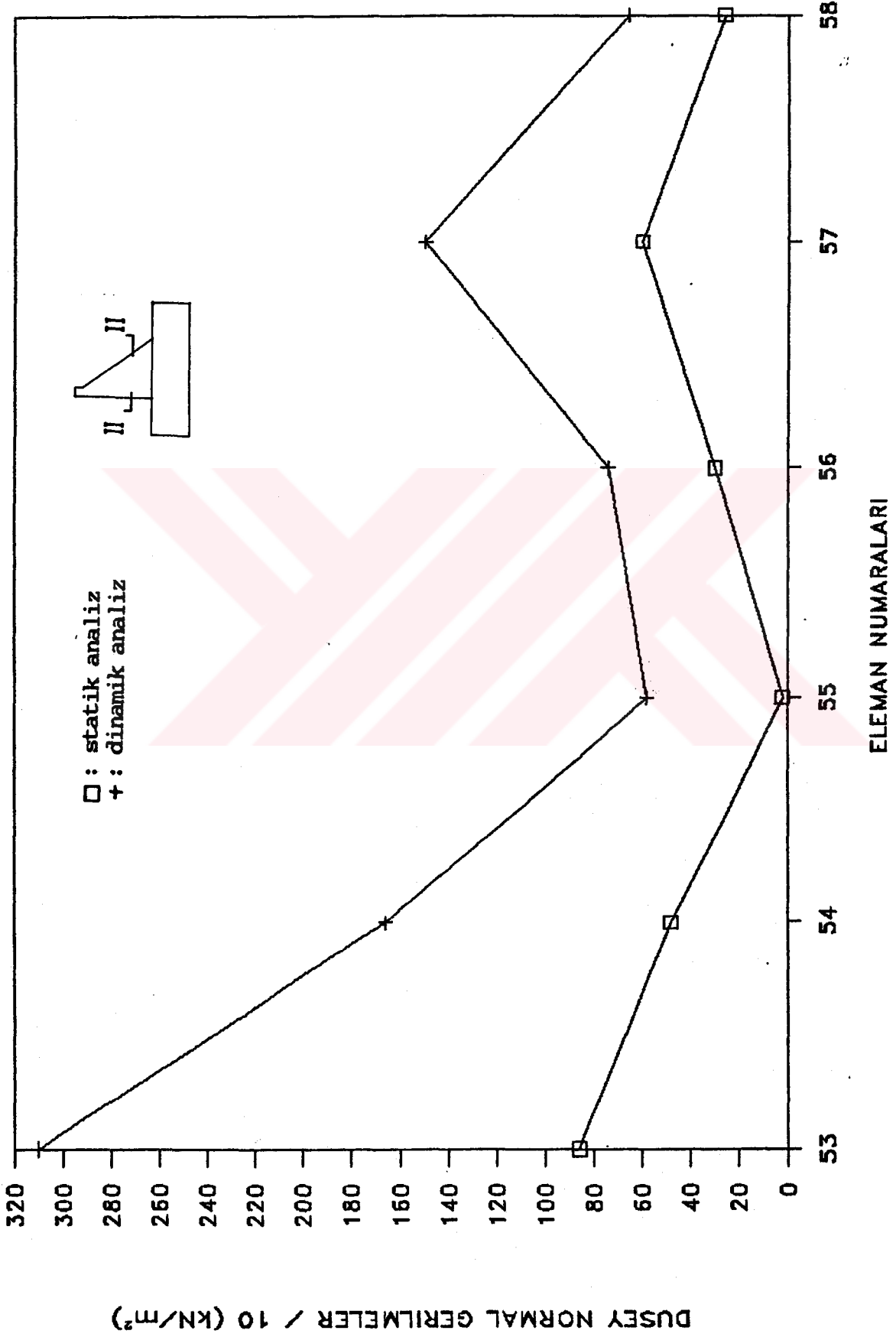
90 m yüksekliğinde ve 72 m temel genişliğinde olan Sarıyar barajının sonlu elemanlar ve kayma kirişi yöntemi ile aynı malzeme özellikleri kullanılarak dinamik analizi yapıldı. Önce doğal frekans ve modlar hesaplanıp daha sonra 1940 El-Centro depreminin 0.33 g maksimum yer ivmesi alınıp Housner tarafından geliştirilen ortalama ivme spektrumu kullanılarak barajda oluşacak mutlak yerdeğiştirme ve gerilmeler %5 sönüm oranı için hesaplanmıştır. Temel ankastre kabul edilerek barajın dolu ve boş olması durumlarına göre sonuçlar karşılaştırılmaktadır.



Şekil 7.1: II-II Kesitindeki Dinamik ve Statik Mutlak Kayma Gerilmeleri (τ_{xy}) Karşılaştırması



Şekil 7.2: II-II Kesitindeki Dinamik ve Statik Mutlak Yatay Normal Gerilmelerin (σ_x) Karşılaştırılması



Şekil 7.3: II-II Kesitindeki Dinamik ve Statik Mutlak Düşey Normal Gerilmelerin (σ_y) Karşılaştırılması

7.2.1 Matematik Modellerin Karşılaştırılması

Sonlu elemanlar modelinde temelın ankastre olması durumuna göre yatay ve düşey toplam serbestlik derecesi sayısı 70'dir (Şekil 5.2). Kayma kirişi modelinde ise 7 yatay serbestlik derecesi vardır (Şekil 6.19).

Kayma kirişi matematik modelinin, sonlu elemanlar matematik modeline göre çok basit bir model olduğu bilinmektedir. Ancak proje mühendislerine, baraj davranışı için pek çok bilgi kolaylıkla verebileceğinden, bu yöntemle elde edilen sonuçların sonlu elemanlar yöntemi sonuçları ile karşılaştırılması amaçlanmıştır.

7.2.2 Doğal Frekans ve Modların Karşılaştırılması

Sonlu elemanlar ve kayma kirişi yöntemi ile baraj dolu ve boş olması durumlarına göre temel ankastre kabul edilerek hesaplanmış doğal frekanslar Tablo 7.3 de verilmektedir.

Tablo 7.3: Kayma Kirişi ve Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Bulunan Doğal Frekanslar (Hz)

Doğal Frekans No	Baraj Temeli Ankastre			
	Sonlu Elemanlar		Kayma Kirişi	
	Baraj Boş	Baraj dolu	Baraj dolu	Baraj boş
1	5.21	4.12	7.94	9.80
2	12.35	9.52	18.52	21.74
3	14.29	11.76	27.78	32.26
4	21.28	16.13	34.48	40.00
5	31.25	20.41	40.00	47.62

7.2.3 Mutlak Yatay Yerdeğiştirmelerin Karşılaştırılması

Baraj kretinde meydana gelen yatay mutlak yerdeğiştirmeler her iki yöntem için temel ankastre iken baraj dolu ve boş olması durumlarında Tablo 7.4 de verilmektedir.

Tablo 7.4: Kayma Kiriş i ve Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Bulunan Baraj Kretindeki Mutlak Yatay Yerdeğ iştirmeler

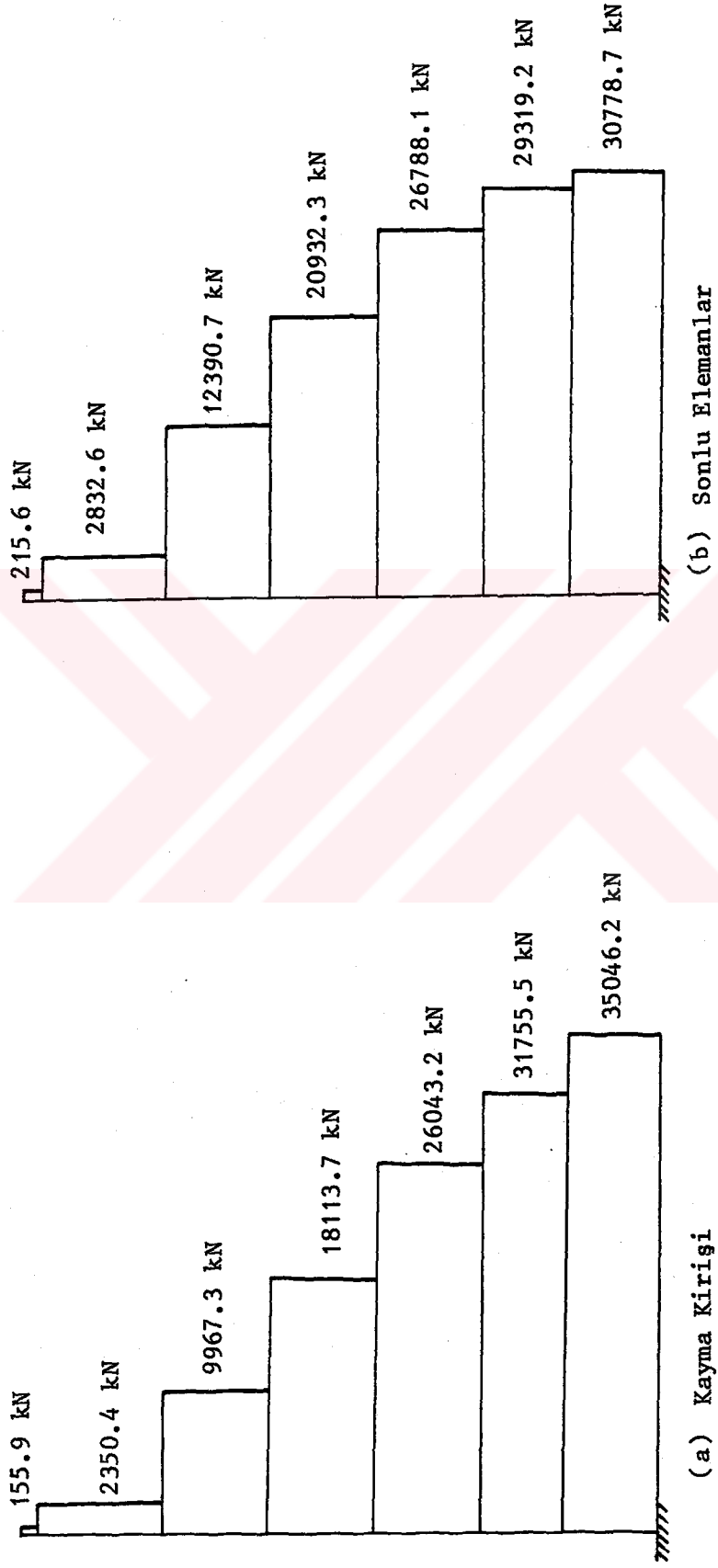
Yöntemler	Baraj Temeli Ankastre	
	Yatay Mutlak Yerdeğ iştirmeler (mm)	
	Baraj boş	Baraj dolu
Sonlu elemanlar	8.19	12.80
Kayma kiriş i	1.62	2.51

7.2.4 Deprem Kuvvetlerinin Karşılaştırılması

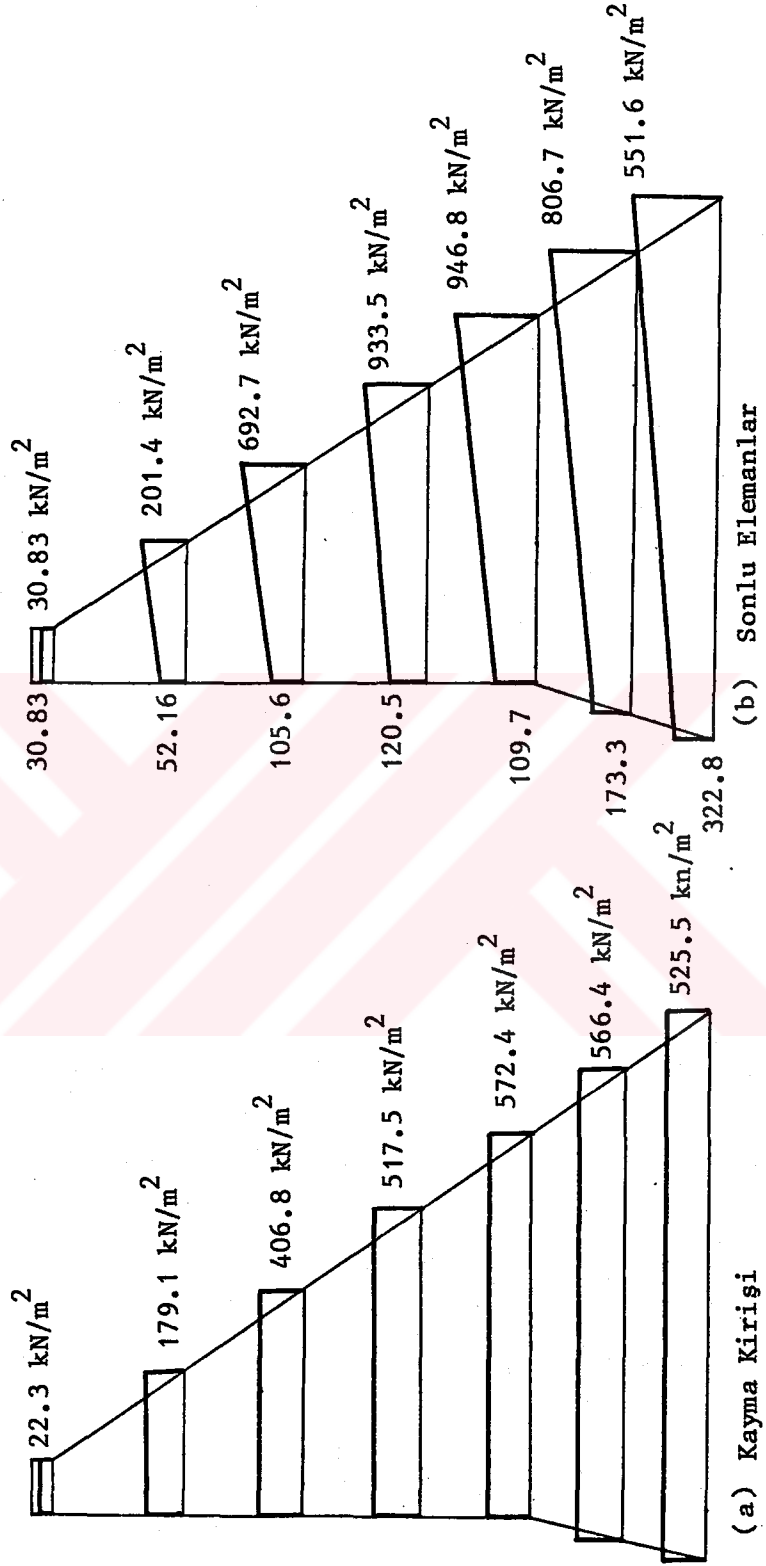
Sonlu elemanlar yöntemi ile her bir eleman için hesaplanan kayma gerilmeleri ve bunların etkime alanlarınının çarpılması ile bulunan değerlerin toplanmasıyla baraj kesiti yüksekliğ i boyunca her bir tabaka seviyesindeki kesme kuvvetleri hesaplanmıştır. Kayma kiriş i yöntemiyle aynı seviyelerdeki kesme kuvvetleri hesaplanmıştır. Baraj dolu ve temel ankastre kabul edilerek her tabakada bulunan toplam kesme kuvvetleri her iki yöntem e göre hesaplanarak Ş ekil 7.4 de verilmektedir.

Sonlu elemanlar ve kayma kiriş i yöntemine göre her bir yatay tabakada meydana gelen kayma gerilmeleri Ş ekil 7.5 de gösterilmektedir. Sonlu elemanlar yönteminde, memba ve mansap yüzeylerinde meydana gelen kayma gerilmeleri alınmıştır.

Ş ekil 7.4 ve Ş ekil 7.5 den görüldüğü gibi sonuçlar arasında az fark vardır. Bu fark, kayma kiriş i yöntemine göre barajın daha basit bir şekilde idealleştirilmesinden ve sadece yatay yerdeğ iştirmelerin göz önüne alınmasından kaynaklanmaktadır. Aradaki farkın küçük olmasının nedeni ise, kayma kiriş i yönteminde düşey yerdeğ iştirmelerin ihmal edilmesi sonuçları fazla etkilememektedir. Çünkü, düşey yerdeğ iştirmelerin yatay yerdeğ iştirmelerden daha küçük olduğu sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan çözümlerden görülmektedir.



Şekil 7.4: Kayma Kirişi ve Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Bulunan Kesme Kuvvetlerinin Karşılaştırılması



Şekil 7.5: Kayma Kirişi ve Sonlu Elemanlar Yöntemine Göre Bulunan Kayma Gerilmelerinin Karşılaştırılması

BÖLÜM 8

SONUÇLAR

Beton ağırlık barajlar kendi ağırlıkları, hidrostatik basınç, silt basıncı ve deprem kuvvetleri altında dengesini sağlamak zorundadır. Deprem kuvvetleri dışındaki yüklerin zamana göre çok yavaş değişen yükler olmasına karşın deprem kuvvetleri zamana bağlı olarak yön ve şiddet değiştirirler. Bu nedenle deprem kuvvetleri altında barajın stabilitesinin sağlanması en önemli problemlerden birini oluşturmaktadır. Barajların sismik stabilitelerinin belirlenebilmesi için son yarım asırdır yapılagelmekte olan çalışmalarda, sonlu elemanlar yönteminin ve bilgisayarların son yıllarda kullanıma girmesiyle başarılı bir noktaya ulaşılmıştır.

Barajın yapılacağı vadi dar ise ya da baraj uzunluğu yüksekliğine oranla büyük değilse üç boyutlu sonlu elemanlar modeli ve üç boyutlu analiz gerçeğe yakın sonuçlar vermektedir. Ancak baraj uzunluğu yüksekliğine oranla büyük olması durumunda iki boyutlu sonlu eleman analizi yeter doğrulukta sonuçlar vermektedir. Sonlu elemanlar yönteminde ayrıca barajın lineer ya da lineer olmayan davranışı göz önüne alınabilir. Ancak ilk hesaplarda lineer malzeme davranışı yeterli sayılabilir.

Örnek olarak seçilen Sarıyar beton ağırlık barajının maksimum memba-mansap dik kesiti dikkate alınarak önce iki boyutlu sonlu eleman analizi düzlem şekildeğiştirme halinde yapılmıştır. Sonlu eleman modelinde temel etkisi dikkate alınarak baraj gövdesi yedi, temeli ise üç ayrı tabakaya ayrılmıştır. Baraj betonu ve temelindeki malzemenin lineer davrandığı kabul edilerek baraj dolu-temel eğilebilir, baraj dolu-temel ankastre, baraj boş-temel eğilebilir, baraj boş-temel ankastre durumlarına göre statik ve dinamik analiz yapılmıştır. Sarıyar barajı, uzunluğu yüksekliğine oranla büyük olan bir baraj olması

nedeniyle iki boyutlu sonlu eleman modelinin yeter doğrulukta sonuçlar vereceği kabul edilmiştir.

Baraj gövdesi ve temeline ait gerçek malzeme özellikleri hakkında yeterli veriler bulunmadığından, hesaplarda kullanılan malzeme özellikleri Karakaya barajının malzeme özelliklerine benzer seçilmiştir. Baraj betonu homojen kabul edilip, temel ise üç ayrı tabakaya ayrılarak üç farklı malzeme kullanılmıştır.

Baraj memba yüzü ve göl tabanına etkiyen hidrostatik basınç, yatay ve düşey kuvvetler halinde idealleştirilerek, Sarıyar barajının statik analizi, baraj dolu-temel eğilebilir, baraj dolu-temel ankastre, baraj boş-temel eğilebilir, baraj boş-temel ankastre durumlarına göre yapılmıştır. Statik analiz sonuçlarında, en elverişsiz durum baraj dolu ve temel eğilebilir halidir. Baraj kretinde en büyük yatay ve düşey yerdeğiştirmeler meydana gelmektedir. En büyük normal ve asal gerilmeler ise memba ve mansap topuklarında oluşmaktadır.

Statik analizdeki sonlu eleman modeli ve malzeme özellikleri kullanılarak yukarıda belirtilen dört ayrı durum için dinamik analiz yapılmıştır. Bu çalışmalarda da en elverişsiz durum baraj dolu ve temel eğilebilir durumudur. Baraja etki eden dinamik su basıncı, Westergaard'ın geliştirmiş olduğu yöntem kullanılarak düşüm noktalarına ek kütleler halinde eklenmiştir.

Sarıyar barajının depreme karşı davranışını belirlemek için 1940 El-Centro depremi kuzey güney bileşeninin 0.33 g maksimum yer ivmesi alınarak Housner tarafından geliştirilen ortalama ivme spektrumu kullanılmıştır.

Dinamik analizde, depremin yatay doğrultudaki etkisi dikkate alınmıştır. Genellikle depremin düşey doğrultudaki bileşeninin etkisi, yatay doğrultudaki bileşenin etkisinin üçte ikisi olarak alınmaktadır.

Baraj gövdesinde dört ayrı durum için mutlak maksimum deplasman ve gerilme dağılımları elde edilmiştir. En büyük mutlak yatay ve düşey yerdeğiştirmeler baraj dolu ve temel eğilebilir iken baraj kretinde meydana gelmektedir. En büyük gerilmeler ise memba ve mansap topuklarında meydana gelmektedir.

Hesaplanan dinamik gerilmeler maksimum gerilmelerdir. Her bir maksimum değere aynı anda ulaşılmadığı dikkate alınır, bu gerilme değerlerine bakarak hemen fikir yürütmek doğru olmaz. Ayrıca gerilmeleri zamana bağlı olarak da incelemek gerekir. Çünkü, bir noktadaki gerilme maksimuma yükseldiği zaman onun civarındaki noktalardaki gerilmeler bir minimumdan geçebilir.

İki boyutlu sonlu elemanlar yöntemi yanında, baraj yatay tabakalara bölünerek kayma kirişi şeklinde idealize edildi. Kayma kirişi yöntemi, barajın doğal titreşim karakteristikleri ve depreme davranışı hakkında genel bilgiler edinme amacıyla uygulandı. Bu tek boyutlu ve yedi yatay serbestlik dereceli basit modelle barajın ilk beş modu, temel ankastre kabul edilerek, barajın dolu ve boş olması hallerine göre hesaplandı. En büyük gerilme ve yerdeğiştirmeler baraj dolu iken meydana gelmektedir. Bulunan sonuçlar bize kayma kirişi yönteminin baraj davranışı hakkında pratik bir yolla fikir edinmek istenilmesi halinde geçerli olduğunu göstermektedir.

Etkili zemin hacminin belirlenebilmesi için zemin hacmi-frekans ilişkisi üzerine bir parametrik çalışma yapılmıştır. Bu çalışmada, yatay zemin etkisinin düşey zemin etkisine göre daha az etkili olduğu görülmüştür. Bulunan sonuçlar bize titreşen yapının enerjisinin zemin içinde dağılım göstermesi için baraj temel zemini etkisinin dikkate alınması gerekliliğini göstermektedir.

Statik ve dinamik analiz sonuçları karşılaştırıldığında; dinamik analizde elde edilen yerdeğiştirme ve gerilmelerin statik analize oranla çok büyük olduğu gözlenmiştir. Bulunan sonuçlar, etkin deprem bölgesinde bulunan barajlar için statik analizin neden ihmal edilebileceğini vurgularken, suyun dinamik etkisi ve temel eğilebilirliği dikkate alınarak dinamik analizin neden zorunlu olduğunu açıkça belirtmektedir.

KAYNAKLAR

1. ÖZİŞ, Ü., ALSAN, M., Beton Baraj İnşaatının Türkiye'de Gelişmesi, İ.M.O. Teknik Dergi, Sayı 3, Cilt 1, (1990), 147-158.
2. ERTAŞ, B., Su Kaynakları I, Ders Notları, KTÜ, 1987.
3. WESTERGAARD, H.M., Water Pressures On Dams During Earthquakes, ASCE Transactions, No.1835, (1931) 418-433.
4. ALTINIŞIK, D., Barajların Eğilebilirliği Göz Önüne Alınmak Suretiyle Depremden Dolayı Baraj-Su Yüzeyinde Meydana Gelen Hidrodinamik Basıncın Etkin Bir Metodla Hesap Edilmesi, Deprem Araştırma Bülteni, Sayı 41, (1983), 91-104.
5. THOMAS, H.H., The Engineering of Large Dams, John Wiley and Sons, Part 1 and part 2, London, 1976.
6. ZIENKIEWICZ, D.C., The Finite Element Method in Engineering Science, Mc Graw-Hill Book Co., London, 1971.
7. ERDİK, M., YÜZÜGÜLLÜ, Ö., Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş, Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, Ankara, 1980.
8. ROY, R., CRAIG, Jr., Structural Dynamics An Introduction to Computer Methods, John Wiley and Sons Inc., New York, 1981.
9. ÖNER, M., Toprak ve Kaya Dolgu Barajların Dinamik Analizinde Üçüncü Boyut Etkisi, ODTÜ, Deprem Mühendisliği Araştırma Enstitüsü, Rapor No: DMAE 80-03, Ankara, 1980.
10. WILSON, E.L., DER KIUREGHIAN, A., BAYO, E.P., A Replacement For The SRSS Method In Seismic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, (1981), 187-194.
11. AKYÜZ, H., Dolgu Barajların Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi (Yayınlanmamış), KTÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Trabzon, 1990.
12. CANITEZ, N., YARAMANCI, U., ÖZDEMİR, H., Spektral Analiz ve Jeofizik Uygulamaları, TMMOB Jeofizik Mühendisleri Odası Eğitim Yayınları, No.1, Ankara, 1987.
13. HÜSEM, M., Dikdörtgen Kesitli Betonarme Sıvı Depolarının Projelendirilmesinde Kullanılan Çeşitli Yöntemlerin Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi (Yayınlanmamış), KTÜ Müh.-Mim.Fak. Trabzon, 1990.

14. DUMANOĞLU, A.A., The Accuracy of The Finite Element Method For Non-Reflecting Boundaries, Sakarya D.M.M. Akademisi Dergisi, Sayı MMA-7, (1980), 72-82.
15. DUMANOĞLU, A.A., Matrix Analysis of Structures Yüksek Lisans Ders Notları (Yayınlanmamış), K.T.Ü. İnş. Müh. Böl., Trabzon, 1989.
16. DUMANOĞLU, A.A., TREVELYAN, J., Static and Seismic Analysis of the Upper Glendevon Dam for Allen, Gordon and Co, University of Bristol, 1985.
17. URAL, O.M., UNGAN, Ü., Large Dams In Turkey, DSİ, Ankara, 1967.
18. WILSON, E.L., HABİBULLAH, A., SAP80 Structural Analysis Programs, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, 1984.





ÖZGEÇMİŞ

Alemdar BAYRAKTAR 1966 yılında Trabzon'da doğdu. İlk öğrenimini 1973-78 yılları arasında Trabzon'da, orta ve lise öğrenimini ise 1978-1984 yılları arasında İzmir-Bornova Suphi Koyuncuoğlu Lisesinde tamamlayarak 1984-85 öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne başladı. 1987-88 öğretim yılında bu bölümden mezun oldu. Aynı yıl girdiği sınavı kazanarak mezun olduğu bölümde yüksek lisans öğrenimine başladı. Mart 1989'da mezun olduğu bölümün Yapı Anabilim Dalı'na Araştırma görevlisi olarak atandı. Bekar olan Alemdar BAYRAKTAR, İngilizce bilmekte ve halen KTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümünde, yüksek lisans öğrenimiyle beraber, görevine devam etmektedir.

Y. G.

**Yükseköğretim Kurulu
Dokümantasyon Merkezi**